



Casa abierta al tiempo
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA

Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

ACCIONES MÁXIMAS SOBRE LA CIMENTACIÓN
DE EDIFICIOS DE ACERO PARA ASEGURAR
UN BUEN DISEÑO POR CAPACIDAD

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

CARLOS ALBERTO LÓPEZ RUIZ

DIRECTOR DE TESIS:

DR. LUCIANO ROBERTO FERNÁNDEZ SOLA

MÉXICO, D.F.

ÍNDICE GENERAL

Página

CAPÍTULO 1 1

1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	2
1.3 OBJETIVO GENERAL	4
1.4 OBJETIVOS PARTICULARES	4
1.5 ALCANCES	5
1.6 LIMITACIONES	5
1.7 METODOLOGÍA	5

CAPÍTULO 2 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO7

2.1 DETERMINACIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO	7
2.2 MÉTODO ESTÁTICO	9
2.3 MÉTODO DINÁMICO	11
2.4 DISEÑO POR CAPACIDAD	13
2.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	18
2.5.1 ARTICULACIÓN PLÁSTICA	¡Error! Marcador no definido.
2.5.2 CURVA DE CAPACIDAD	¡Error! Marcador no definido.
2.5.3 REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD	¡Error! Marcador no definido.

CAPÍTULO 3 MODELO ANALÍTICO Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL POR LAS NTCS-04 Y NTCM-04 19

3.1 GENERALIDADES Y GEOMETRIA	19
3.2 ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO	26
3.3 ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO	28
3.3.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS	29
3.4 PREDISEÑO DEL MODELO POR CARGAS GRAVITACIONALES	29
3.4.1 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN	31
3.4.2 REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL	32
3.4.3 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTE	¡Error! Marcador no definido.

3.4.4 REVISIÓN DE LA DEFLEXIÓN	¡Error! Marcador no definido.
3.4.5 REVISIÓN DE LA FLEXIÓN Y CORTANTE COMBINADOS.....	¡Error! Marcador no definido.
3.5 PREDISEÑO DE LAS COLUMNAS.....	¡Error! Marcador no definido.
3.5.1 RESISTENCIA DE DISEÑO.....	¡Error! Marcador no definido.
3.5.2 DIMENSIONADO PARA COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES.....	¡Error! Marcador no definido.
3.6 DISEÑO POR CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS	29
3.6.1 PROPIEDADES DEL LOS PERFILES A EVALUAR.....	40
3.6.2 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD ENTRE VIGAS Y COLUMNAS.....	¡Error! Marcador no definido.
3.7 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO AL MODELO	40
3.7.1 DETERMINACIÓN DEL CORTANTE BASAL¡Error!	Marcador no definido.
3.7.2 DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL¡Error!	Marcador no definido.
3.7.3 ANÁLISIS DINÁMICO APLICADO AL MODELO DE 6 NIVELES.....	¡Error! Marcador no definido.
3.7.4 COMBINACIONES DE DISEÑO	¡Error! Marcador no definido.
3.7.5 REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL	37
3.7.6 ANÁLISIS DE DISTORSIONES DE ENTREPISO	39
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL APLICADO AL MODELO	54
4.1 ESTIMACIÓN DE LA DUCTILIDAD Y SOBRERESISTENCIA.....	54
4.2 IDENTIFICACIÓN EN PLANTA DE APOYOS DE LAS COLUMNAS	56
4.3 ACCIONES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DEL MODELO PARA FUERZA CORTANTE	57
4.4 ACCIONES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DEL MODELO PARA FUERZA AXIAL	63
4.5 ACCIONES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DEL MODELO PARA MOMENTO FLEXIONANTE.....	67
CAPITULO 9 CONCLUSIONES	69
REFERENCIAS GENERALES.....	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Página

Figura 1 Mecanismo de colapso de columna fuerte-viga débil.....	3
Figura 2.1 Espectro de diseño para la zona IIIb propuesto por las NTCS-2004.....	8
Figura 2.2 Distribución de fuerzas laterales con la altura según el método estático.....	9
Figura 2.3 Principio del diseño por capacidad (Bruneau,Uang, Sabelli 2011).....	11
Figura 2.4 Comparación del mecanismo plástico de colapso	12
Figura 2.5 Modos de comportamiento indeseables para una estructura sismoresistente.....	13
Figura 2.6 Patrón de carga triangular equivalente a las de sismo.....	14
Figura 2.7 Plasticidad concentrada en viga.....	15
Figura 2.8 Curva generalizada momento-curvatura o fuerza-desplazamiento.....	15
Marcador no definido.	
Figura 2.9 Incrementos de carga y formación de articulaciones plásticas.....	17
Figura 2.10 Curva de capacidad-Curva bilineal.....	18
Figura 3.1 Geometría y dimensiones del modelo (Vista en planta).....	20
Figura 3.2 Geometría y dimensiones del modelo	21
Figura 3.3 Dsitribucion de nodos del primer entrepiso.....	30
Figura 3.4 Espectro elástico e inelástico.....	36
Figura 3.5 Combinaciones del efecto sísmico en dos direcciones.....	37
Figura 3.6 Perfil de distorsiones máximas de entrepiso para dos modelos analizados.....	39
Figura 4.1 Curva de capacidad del modelo a un desplazamiento cuando =4	41
Figura 4.2 Curva de capacidad del modelo a un desplazamiento cuando =2	42
Figura 4.3 Distribución en planta de los apoyos de columnas.....	42
Figura 4.4 Formacion de articulaciones plasticas ante carga monotona	43
Figura 4.5 Espectros de diseño para Q=2.....	44
Figura 4.6 Acciones correspondiente a fuerza cortante	48
Figura 4.7 Efecto bidireccional 100-30% - Carga axial P _{PUSH}	49
Figura 4.8 Acciones correspondiente a fuerza axial.....	52
Figura 4.9 Acciones correspondiente a momento flexionante.....	54

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
Tabla 2.1 Valores de los parámetros para calcular los espectro de aceleraciones.....	8
Tabla 3. 1 Carga muerta de entrepiso.....	22
Tabla 3.2 Carga muerta de azotea.....	23
Tabla 3.3 Carga viva.....	23
Tabla 3.4 Propiedades del perfil W.....	24
Tabla 3.5 Propiedades del perfil HSS.....	27
Tabla 3.6 Secciones definitivas por carga vertical.....	29
Tabla 3.7 Propiedades del perfil HSS 16x16x5/8"	30
Tabla 3.8 Propiedades del perfil W16x40.....	30
Tabla 3.9 Secciones definitivas basadas en el diseño por capacidad.....	33
Tabla 3.9.1 Calculo del cortante basal de la estructura.....	34
Tabla 3.9.2 Calculo del periodo fundamental de la estructura.....	35
Tabla 3.9.3 Cortante dinámico con aceleración de respuesta del suelo de 9.81 m/s ²	38
Tabla 3.9.4 Reacciones en dirección x-x con respuesta del suelo de 14.34 m/s ²	38
Tabla 3.9.5 Secciones definitivas del modelo en estudio.....	40
Tabla 4.1 Tabla de fuerza cortante.....	46
Tabla 4.2 Tabla de fuerza axial.....	51
Tabla 4.3 Tabla de momentos flexionantes	53

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUCCIÓN

Durante el desarrollo de un proyecto, el proceso del diseño estructural es una etapa en la que interviene el proyectista quien desarrolla diversas actividades para determinar la estructuración, dimensionamiento y características detalladas de una estructura con la finalidad de que cumpla con las funciones que ésta fue destinada a desempeñar.

Para integrarse a esta etapa de diseño estructural, la tarea del estructurista es proponer soluciones eficientes basándose en metodologías actuales de diseño que le permitan proponer un sistema estructural capaz de resistir las acciones más desfavorables a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento durante su existencia.

Para lograr lo anterior, el proyectista no solamente debe tener un buen criterio estructural para concebir mediante la intuición y la práctica, sino también apoyarse de bases teóricas. Cabe resaltar, que muchas de estas metodologías basan sus fundamentos en la mecánica y resistencia de materiales con las cuales se rige la seguridad de un sistema.

En lo que respecta a la consideración de acciones, el proyectista debe considerar todas aquellas acciones que al combinarse puedan provocar un comportamiento no deseable en la estructura, sin olvidar la cimentación, la cual constituye un elemento de transición entre la estructura y el terreno que busca que las acciones que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que estará desplantada.

En este trabajo se estudiará la capacidad de un modelo de un edificio de acero a base de marcos momento resistentes ante distintas acciones que pudieran presentarse a nivel de la base. Sin embargo, para estudiar su comportamiento ante distintas acciones, se tendrá la necesidad de establecer determinadas características de análisis y diseño para modelo así como la zona de ubicación para desplante conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04) y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias (NTC-04).

Entre las características que se pueden mencionar, se encuentra el proporcionar de mecanismos de colapso al sistema global, asociarlo a las mayores demandas sísmicas de acuerdo a la zonificación propuesta por el RCDF-04 entre otras que se presentan durante el desarrollo de este trabajo.

Finalmente, se realizarán comparaciones de los resultados obtenidos de acuerdo a las consideraciones de análisis propuestas para determinar bajo qué tipo de análisis es posible determinar las acciones máximas desarrolladas en la base de la estructura.

1.2 JUSTIFICACIÓN

En la actualidad, el buen diseño de una cimentación es determinado a partir de las acciones que actúan sobre la estructura así como las debidas a acciones externas que introducen esfuerzos en la misma, estas acciones pueden ser capaces de producir que un sistema estructural modifique su comportamiento de ser lineal a no lineal.

Durante ambos comportamientos, se debe garantizar la seguridad de los sistemas estructurales aplicando criterios que permitan la consideración de cargas que definan las acciones de diseño. Así también, es necesario hacer una evaluación con modelos estructurales, basados en métodos de análisis estructural y reglamentos de diseño que permitan proporcionar la capacidad suficiente a los elementos estructurales que integran un sistema para mantenerlo estable, para así reducir los daños estructurales y no estructurales.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC-04), hacen referencia a que las acciones máximas sobre una cimentación, serán las determinadas a partir de un análisis directo sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima

Esta explicación de las Normas no resulta ser clara, ya que no existe un análisis directo como se menciona para determinar las acciones máximas sobre una cimentación en el RCDF-04. Por tal razón, en este trabajo se evaluarán acciones que se pueden producir sobre una cimentación analizando el comportamiento de un modelo de un edificio en la etapa lineal y no lineal bajo distintos métodos de análisis y no como un análisis directo como hacen referencia las Normas.

Es común que en la práctica, ingenieros dedicados al diseño estructural no consideren criterios de diseño basados en desempeño estructural, debido a lo complejo que pueda resultar, además de las distintas variables que puedan presentarse y la inversión de tiempo. Entre estas variables, se pueden mencionar las características del suelo, la sobrerresistencia en columnas de sistemas estructurales como punto de conexión entre la estructura y la cimentación, la modelación entre la estructura y la cimentación como un conjunto, la forma probable en que deben combinarse las diferentes acciones para su efecto en conjunto y puedan a su vez ocasionar efectos significativos sobre la superestructura con una intensidad cercana a la máxima probable.

Uno de los aspectos fundamentales del diseño sísmico es el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura sea capaz de desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía que puede introducir un sismo de extraordinaria intensidad, sin que se presente colapso.

Una buena opción, para dar a una estructura la seguridad adecuada contra el colapso, consiste en proveer de suficiente resistencia, aun cuando no se disponga de gran ductilidad; otra opción será diseñar para una menor resistencia, siempre y cuando se proporcione amplia capacidad de deformación inelástica, obedeciendo ciertas reglas que favorezcan modos de falla dúctiles tanto de los elementos aislados como de la estructura en su conjunto (Bazan-Meli 2001).

Por ello, con la finalidad de que una estructura en su conjunto desarrolle una ductilidad alta, las disposiciones reglamentarias para marcos dúctiles están basadas entre otros criterios, en el diseño por capacidad o mecanismo de colapso de columna fuerte-viga débil (figura 1.1), un procedimiento de diseño sísmico que fomenta el desarrollo del mecanismo más apropiado (articulación plástica) de deformación inelástica ante sismos severos (Park y Pauley,1978).

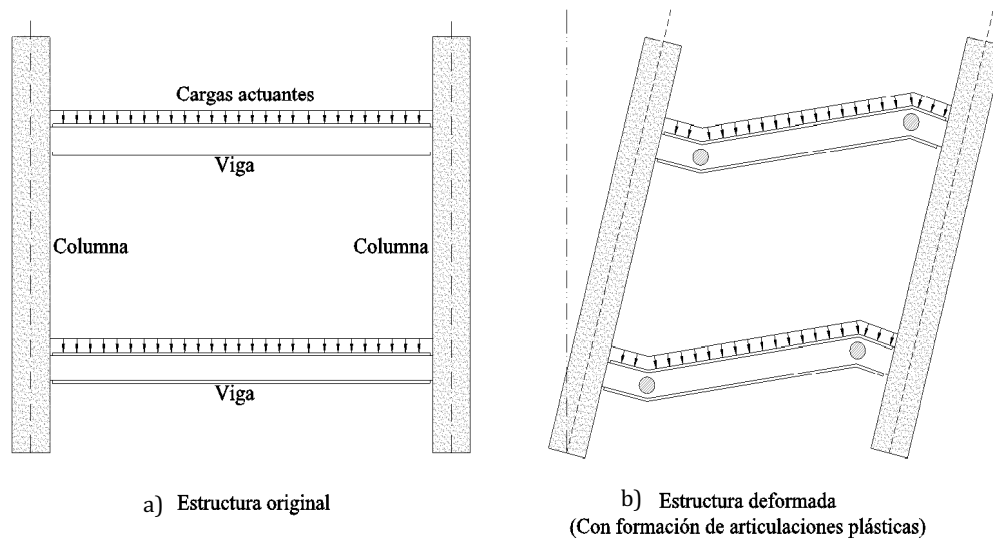


Figura 1.1 Mecanismo de colapso de columna fuerte-viga débil
(Bruneau-Uang-Sabelli 2011)

El mecanismo de colapso ilustrado en la figura 1.1, ha sido incorporado a varios reglamentos de diseño sísmico de estructuras, el cual resalta la importancia de considerar desde un punto de vista conceptual, el comportamiento comportamiento real de la estructura ante la excitación sísmica de diseño, antes de llevar a cabo un análisis estructural u otro tipo de cálculo. Este mecanismo únicamente toma en cuenta la conexión entre vigas y columnas. Sin embargo, para ser congruente en cuanto al enfoque del diseño por capacidad, se pretende asegurar un mecanismo de colapso que relacione el punto de conexión entre columnas y cimentación del modelo del edificio a través de un mecanismo de cimentación muy fuerte – columna fuerte – viga débil. Con este comportamiento se pretende que la falla de la cimentación ocurra después que la falla de la estructura, manteniéndola estable y sin colapsar.

Como consecuencia del comportamiento no lineal, la rigidez de la estructura tiende a disminuir, básicamente por la aparición de articulaciones plásticas en zonas de esfuerzos máximos. Para estructuras metálicas se ha observado que el comportamiento lineal se mantiene hasta niveles muy altos de esfuerzo, cercano a los de fluencia (De Buen, 1982).

Conforme a lo anterior, se estudiará el comportamiento de un modelo de edificio regular a base de marcos resistentes a momento estructurado en acero y ubicado en la zona del Lago, utilizando métodos de análisis estructural en la etapa lineal y no lineal. Con estos análisis se pretende determinar bajo qué condiciones le resultaría a un ingeniero proyectista, determinar las acciones máximas sobre una cimentación, cuando una estructura está sujeta a movimientos sísmicos y considerando mecanismos de colapso que pueden predominar para el diseño propuesto por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 (RCDF-04), de manera independiente o global.

1.3 OBJETIVO GENERAL

Determinar las acciones máximas sobre la cimentación en edificios de acero con marcos momento-resistente ante cargas laterales, mediante una comparación de resultados obtenidos al aplicar las siguientes metodologías: un diseño basado en el diseño por capacidad, un análisis estático, análisis dinámico modal y un análisis estático no lineal establecido por las normas actuales y además por evaluaciones propuestas, en las que la cortante en la base se ve modificado por la ductilidad (Q) y por la sobrerresistencia (R).

1.4 OBJETIVOS PARTICULARES

- Estructurar un modelo de edificio de acero de 6 niveles bajo condiciones de regularidad, según lo dispuesto por las Normas (NTC-04) actuales.
- Diseñar un modelo de edificio con $Q=4$, considerando los resultados límite de comportamiento que garanticen la seguridad de la estructura.
- Determinar las acciones máximas que se pueden producir sobre la cimentación de los edificios al aplicar los siguientes análisis;
 - Un análisis basado en la metodología del diseño por capacidad, asegurando que en los sistemas se desarrollará un mecanismo de colapso (cimentación muy fuerte – columna fuerte – viga débil).
 - Un análisis estático y dinámico basado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-04), en los que las fuerzas sísmicas se determinan a partir de parámetros como; la fracción de aceleración de la gravedad y el factor de comportamiento sísmico.
 - Un análisis elástico basado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-04) en el que, la cortante en la base se calcula con $Q=1$.

-
- Un análisis (inelástico) basado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-04) en el que, la cortante en la base se ve afectado por la sobrerresistencia con $Q=Q_s$.
 - Un análisis estático no lineal de acuerdo a las consideraciones establecidas por el FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000), y establecer curvas de capacidad para determinar la ductilidad y sobrerresistencia del modelo de análisis.
- Hacer una comparación de los resultados obtenidos entre cada análisis y determinar las acciones máximas que pueden producirse sobre la cimentación.

1.5 ALCANCES

A partir de los resultados obtenidos, se pretende establecer bajo qué condiciones de análisis y métodos, se dan las acciones máximas sobre la cimentación, estableciendo como parámetro base, las acciones máximas obtenidas del análisis estático no lineal. Así también se pretende asegurar un mecanismo de falla de “ cimentación muy fuerte- columna fuerte – viga débil), para permitir que el sistema estructural tenga un comportamiento seguro ante un sismo.

1.6 LIMITACIONES

Este trabajo, se limita a considerar únicamente todas las acciones que las columnas de la estructura transmitan a la cimentación, más no las provocadas por el suelo. De igual manera no se consideran los efectos provocados torsión debido a la configuración regular del modelo de análisis. Cabe aclarar, que para el modelo en estudio no se considera ningún tipo de contraventeo o muros, sino únicamente marcos capaces de resistir las acciones que actúan sobre éstos.

1.7 METODOLOGÍA

Para determinar las acciones máximas de diseño sobre la cimentación del modelo de edificio de acero se evaluará su comportamiento en la etapa lineal y no lineal. proponiendo las siguientes consideraciones y el procedimiento descrito a continuación:

- Un marco dúctil de acero de seis niveles regular en planta y altura, el cual se diseñó con un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$, el efecto combinado de todas las acciones que tengan probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, y estar ubicado en la zona IIb con las mayores demandas sísmicas de acuerdo a las zonificación planteada por las Normas (NTCS-04).

-
- Un diseño basado en la metodología del diseño por capacidad, a fin de proporcionar al modelo planteado un mecanismo de colapso el cual se verificó mediante un análisis estático no lineal.

Se comparan la acciones sobre la cimentación calculadas con los siguientes procedimientos:

- Un análisis estático basado en las Normas (NTCS-04), en el que las fuerzas sísmicas se determinan a partir de parámetros como; la fracción de aceleración de la gravedad y el factor de comportamiento sísmico.
- Un análisis elástico basado en las Normas (NTCS-04) propuestas en el que, la cortante en la base se afecta con $Q=1$.
- Un análisis inelástico basado en las Normas (NTCS-04) propuestas en el que, el cortante en la base se ve afectado por la sobrerresistencia con $Q=Q$.
- Un análisis estático no lineal con las consideraciones del documento FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency,2000) en el programa SAP2000 (Wilson, 2002) y la obtención de curvas de capacidad para obtener su ductilidad y sobrerresistencia a distintos niveles de desplazamiento.
- Un análisis por capacidad, en el cuál las acciones de diseño sobre la cimentación corresponden a la resistencia de las columnas de planta baja.

Finalmente, se comparan los resultados obtenidos de cada análisis planteado, con la finalidad de establecer recomendaciones a partir de considerar el comportamiento lineal y no lineal de una estructura.

CAPÍTULO 2 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

En este capítulo, se presenta una revisión de los métodos de análisis sísmico con los cuales se estudia el comportamiento de un modelo de edificio de 6 niveles regular en planta y altura, el cual está estructurado a base de marcos momento-resistentes con perfiles de acero. El análisis y diseño del modelo está basado en la capacidad de los elementos estructurales para deformarse en la etapa lineal y no lineal evaluado con los métodos de análisis estático y dinámico que proponen las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por Sismo (NTCS-04) y el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-04), así como por el análisis estático no lineal descrito en el documento FEMA-356 como un método de aproximación a resultados reales.

Por tratarse de un modelo de estructura regular, además de tener una altura no mayor de 30 m, las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por Sismo (NTCS-04) sugieren que estas estructuras se analicen con el método estático y el método dinámico.

2.1 DETERMINACIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO

En lo que respecta a los espectros de diseño sísmico las Normas (NTCS-04) especifican que cuando se aplique el análisis dinámico modal, adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Si } T \leq T_a \quad a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad (2.1)$$

$$\text{Si } T_a \leq T \leq T_b \quad a = c \quad (2.2)$$

$$\text{Si } T > T_b \quad a = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r c \quad (2.3)$$

T se toma igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal, T_a y T_b son periodos característicos del espectro de diseño elástico, c es el coeficiente sísmico, a_0 es la aceleración del terreno, r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

Los valores de los parámetros en las expresiones anteriores se obtienen de la tabla 2.1, donde es posible apreciar que las mayores demandas sísmicas corresponden a la zona III_b, haciendo notar que las zonas III_a y III_c aproximadamente alcanzan la misma magnitud de la aceleración pero cubriendo distintos intervalos de periodos.

Tabla 2.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a ₀	T _a ¹	T _b ¹	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III _a	0.40	0.1	0.53	2.80	2.00
III _b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III _c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00

¹ Periodos en segundos

En la figura 2.1 se presenta el espectro elástico para la subzona III_b conforme a la zonificación que establecen las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por Sismo (NTCS-04), para la cual se diseñó el modelo en estudio. Es importante destacar que en este espectro de diseño se toma en cuenta de manera implícita un factor de sobrerresistencia R=2.

Aceleración (a)

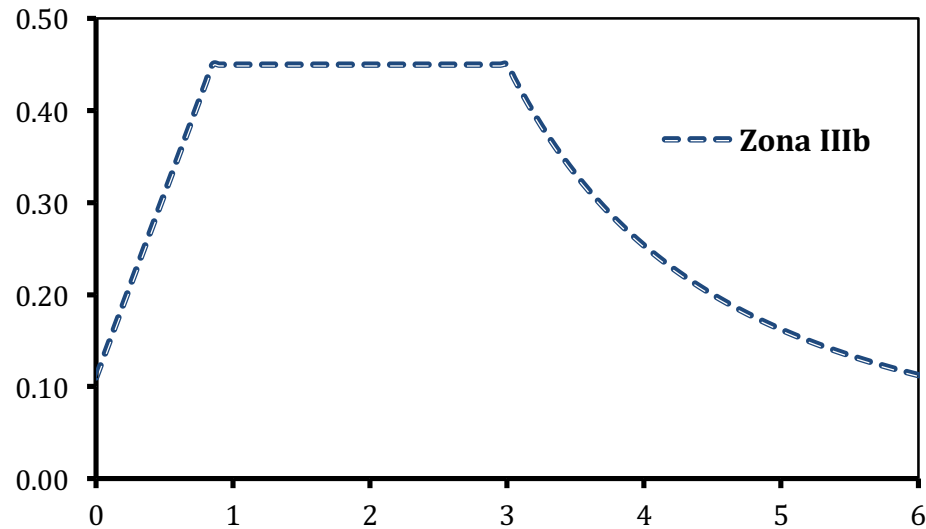


Figura 2.1 Espectro de diseño para la zona III_b propuesto por las NTCS-2004.

2.2 MÉTODO ESTÁTICO

El método estático se refiere a la valuación de las fuerzas sísmicas, de acuerdo con el Reglamento (RCDF-04), así como a la distribución de sus efectos entre los elementos resistentes en cada entrepiso.

Este método, toma en cuenta el efecto de las acciones sísmicas mediante la aplicación de un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas, y en dos direcciones ortogonales figura 2.2.

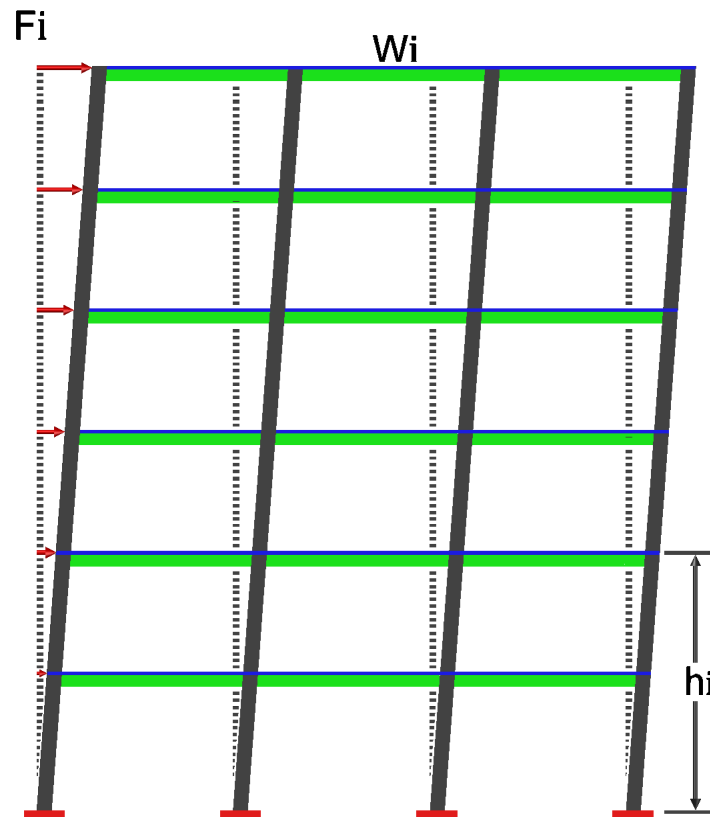


Figura 2.2 Distribución de fuerzas laterales con la altura según el método estático.

Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomara de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a c/Q' pero no menor que a_0 , donde a_0 es la ordenada espectral que corresponde a $T=0$ y c el coeficiente sísmico. a_0 y c se tomaran de la tabla 2.1. tabla 2.1.

De acuerdo con este a lo anterior, la fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel, F_i , resulta ser

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_0 \quad (2.4)$$

dónde:

W_i peso de la i-ésima masa; y

h_i altura de la i-ésima masa sobre el desplante.

2.3 MÉTODO DINÁMICO

Aunque las NTCD-04 plantean la evaluación de modelos estructurales empleando el método simplificado y estático, existe la necesidad de construir edificios cada vez más altos, esbeltos e irregulares, y es aquí cuando las NTCS-04 hacen una distinción en cuanto a que si los modelos sobrepasan los 30 m de altura y además presentan irregularidad en su geometría, deberá aplicarse un análisis dinámico el cual incorpora información ignorada o indirectamente considerada por el análisis estático. La experiencia sobre el comportamiento de edificios durante movimientos sísmicos muy intensos ha demostrado que existe la necesidad de diseñar este tipo de estructuras con procedimientos que tomen en cuenta sus características dinámicas son la finalidad de conocer la forma en que responden a movimientos de su base al ser excitada durante un sismo. Cabe destacar, que una estructura puede responder elásticamente hasta cierto límite a partir del cual el comportamiento se vuelve inelástico, y por lo tanto las deformaciones ya no son proporcionales a las fuerzas aplicadas.

Particularmente, se ha visto que en edificios altos diseñados sin considerar estas características, se encuentran daños estructurales, sobre todo en los niveles superiores donde se obtienen en ocasiones una respuesta considerablemente mayor de la que puede predecirse por medio del análisis estático como se mencionó en el párrafo anterior.

1.2.1.1. Método modal espectral según el RCDF-2004

Para aplicar el método modal espectral se debe considerar que cuando se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4s, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección del análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles. La ecuación 1.4 se utiliza para calcular los pesos modales efectivos en cada dirección del análisis. Este peso deberá ser mayor o igual al noventa por ciento del peso total de la estructura.

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (1.4)$$

donde $\{\phi_i\}$ es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar, $[W]$ es la matriz de pesos de las masas y $\{J\}$ es un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño. Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser la fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) se combinarán para calcular las respuestas totales de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (1.5)$$

La anterior ecuación es aplicable siempre que los periodos en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Los desplazamientos laterales así calculados, y multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q , se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos por el RCDF-2004.

Para aplicar el método modal espectral se debe considerar que cuando se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4s, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección del análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles. La ecuación 2.5 se utiliza para calcular los pesos modales efectivos en cada dirección del análisis. Este peso deberá ser mayor o igual al noventa por ciento del peso total de la estructura.

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (2.5)$$

donde $\{\phi_i\}$ es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar, $[W]$ es la matriz de pesos de las masas y $\{J\}$ es un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño. Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser la fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) se combinarán para calcular las respuestas totales de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (2.6)$$

La anterior ecuación es aplicable siempre que los periodos en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Los desplazamientos laterales así calculados, y multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q , se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos por el RCDF-2004.

2.4 DISEÑO POR CAPACIDAD

El objetivo de la filosofía de diseño por capacidad es producir sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce en la estructura (Park y Paulay 1978, Paulay 1996). Los pasos de un diseño por capacidad pueden resumirse conforme a lo siguiente:

- Identificación de los posibles modos de comportamiento y falla de la estructura, estableciendo entre ellos una jerarquía de ocurrencia. Esta jerarquía debe favorecer los modos de comportamiento dúctil, e identificar como altamente indeseable todo modo de falla frágil.
- Selección, de entre todos los modos de comportamiento identificados como deseables, de un mecanismo plástico estable. La selección de este mecanismo debe hacerse tomando en consideración el desempeño sísmico de la estructura y el costo de construcción. La selección del mecanismo plástico implica la selección del material y sistema estructural, así como la identificación de las zonas de la estructura donde se concentrarán las demandas de comportamiento plástico.
- Diseño de la estructura para que responda, ante cualquier excitación sísmica, a través del mecanismo plástico seleccionado. Esto se logra por medio de la selección de configuraciones estructurales adecuadas, el diseño contra los modos de comportamiento o falla indeseables (se les proporciona suficiente resistencia para que no ocurran antes de que aparezca el modo de comportamiento deseado), y el detallado de las zonas que concentran el comportamiento plástico.

El objetivo del diseño por capacidad es producir sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable (Park y Pauley, 1978).

Este método, considera el comportamiento de vigas sometidas a flexión en los intervalos elástico y plástico los cuales se basan en la suposición de que las cargas máximas que pueden soportar son las correspondientes a la formación de un mecanismo de colapso (articulación plástica).

Los pasos de un diseño por capacidad pueden resumirse conforme a lo siguiente (Bruneau,Uang, Sabelli 2011):

- Identificación de los posibles modos de comportamiento y falla de la estructura, estableciendo entre ellos una jerarquía de ocurrencia. Esta jerarquía debe favorecer los modos de comportamiento dúctil, e identificar como altamente indeseable todo modo de falla frágil (figura 2.3).

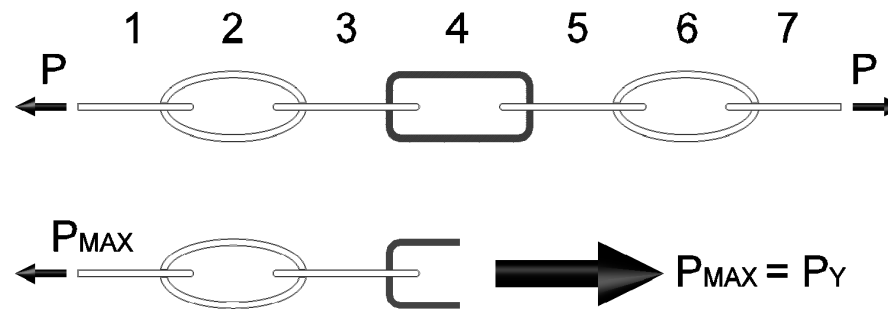
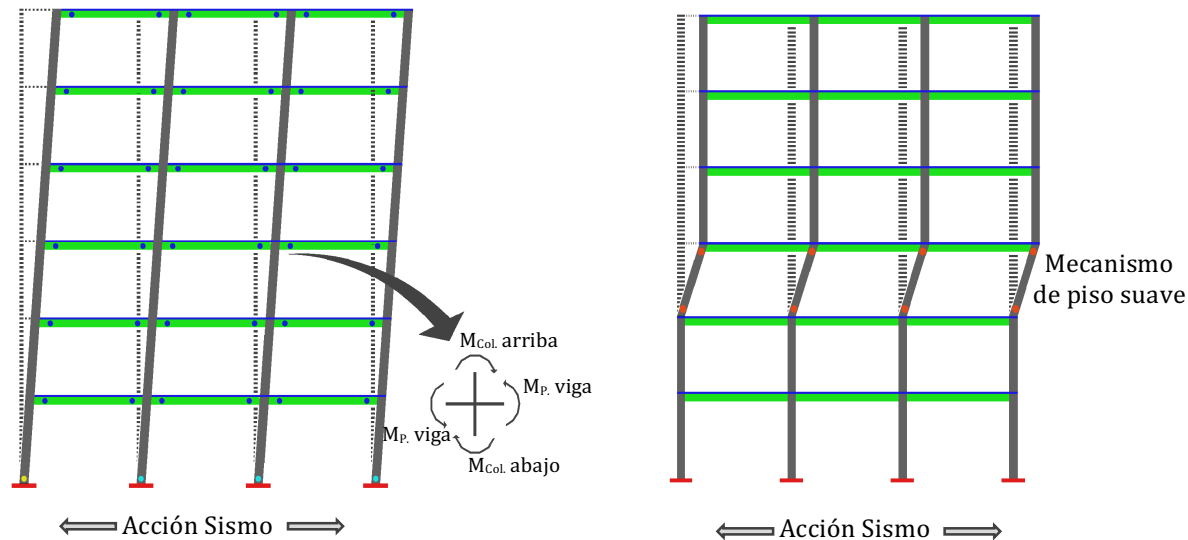


Figura 2.3 Principio del diseño por capacidad (Bruneau,Uang, Sabelli 2011).

- Selección, de entre todos los modos de comportamiento identificados como deseables, de un mecanismo plástico estable (figura 2.4). La selección de este mecanismo debe hacerse tomando en consideración el desempeño sísmico de la estructura y el costo de construcción. La selección del mecanismo plástico implica la selección del material y sistema estructural, así como la identificación de las zonas de la estructura donde se concentrarán las demandas de comportamiento plástico.



a) Mecanismo de colapso deseable

b) Mecanismo de colapso no deseable

Figura 2.4 Comparación del mecanismo plástico de colapso (Bruneau, Uang, Sabelli 2011)

- Diseño de la estructura para que responda, ante cualquier excitación sísmica, a través del mecanismo plástico seleccionado. Esto se logra por medio de la selección de configuraciones estructurales adecuadas, el diseño contra los modos de comportamiento o falla indeseables (se les proporciona suficiente resistencia para que no ocurran antes de que aparezca el modo de comportamiento deseado), y el detallado de las zonas que concentran el comportamiento plástico.

En particular, el RCDF-04 ha adoptado el diseño por capacidad para el diseño de sistemas estructurales a base de marcos dúctiles de acero planteando este enfoque en las Normas (NTCM-2004) como una revisión en los nodos de la estructura, bajo la cual se espera la formación de un mecanismo de colapso probable denominado columna fuerte – viga débil. Esencialmente, es una revisión de la relación entre los momentos en vigas y columnas, como se muestra a continuación.

(2.5)

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pv}} > 1.0$$

Dónde:

$\sum M^*_{pc}$ Es la suma de los momentos en las dos columnas que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse $\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_c)$,

$\sum M^*_{pv}$ Es la suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

En las expresiones anteriores,

A_c Área total de la columna

Z_c Módulo de sección plástico de la columna

P_{uc} Fuerza axial de compresión de diseño en ella (un número positivo); y

F_{yc} Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la misma.

De acuerdo a lo anterior, es necesario tomar en cuenta que el problema básico para diseñar un elemento estructural sometido a flexión, consiste en dimensionar sus secciones transversales de manera que sean capaces de soportar los momentos flexionantes que existen en ellas, teniendo en cuenta la posibilidad de fenómenos como el pandeo local o lateral entre otras, así como considerar condiciones de trabajo que puedan originar y ocasionar fallas de tipo frágil o por fatiga.

El diseño por capacidad plantea promover la formación de articulaciones plásticas en vigas para evitar fallas como las mostradas en la figura 2.5, de manera que la estructura conserve su integridad estructural cuando requiera ingresar de manera importante en su rango plástico de comportamiento.



<http://www.structuremag.org/?p=11194>

Figura 2.5 Modos de comportamiento indeseables para una estructura sismoresistente.

2.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En la actualidad la mayoría de los reglamentos de construcciones aceptan que las estructuras sufran daño cuando son sometidas a una demanda sísmica, por ello es necesario estimar de forma adecuada su comportamiento, en el intervalo no lineal.

Ante esta situación se han desarrollado métodos de análisis donde se considera la no linealidad de las estructuras. Como un método de aproximación al comportamiento real de una estructura, se presenta la aplicación de un análisis estático no lineal planteado en el documento FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency, EUA), el cual establece métodos de análisis para determinar el comportamiento de modelos estructurales en la etapa lineal y no lineal.

Básicamente, el análisis estático no lineal, es un análisis plástico paso a paso en el cual se aplica un patrón de carga lateral con incrementos constantes hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad o se llega a un

desplazamiento predefinido en un punto (nodo de control) de la estructura (Bruneau, 2003). A medida que se realizan los incrementos de cargar en el modelo estructural es posible observar la aparición de mecanismos de colapso (articulaciones plásticas) que posteriormente se describen figura 2.6. La forma de empujar la estructura varía según la vertiente (empuje lateral basado en fuerzas, y desplazamientos).

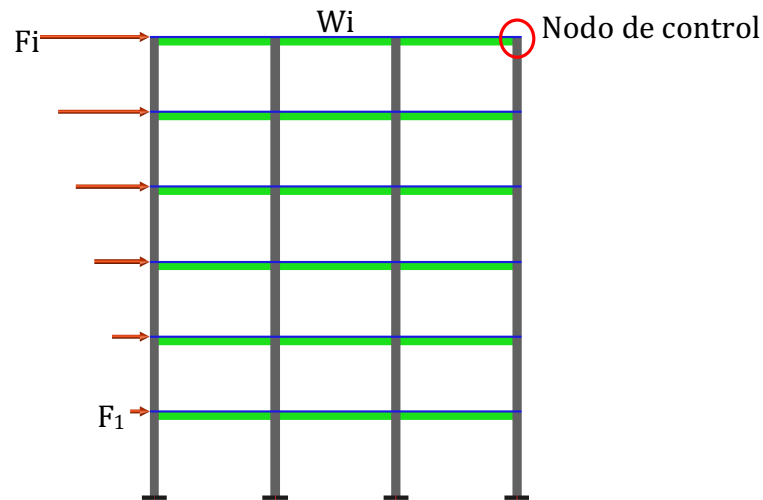


Figura 2.6 Patrón de carga triangular equivalente a las de sismo.

2.5.1 ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Una articulación plástica se define como una concentración de daño en un punto o sección de un elemento. En estructuras sometidas a demandas sísmicas, el daño se concentra en zona de los extremos de los elementos, debido a que en estas zonas los esfuerzos son en general de magnitud mayor a los que se presentan en el centro del claro.

El daño se inicia en los extremos de los elementos y se propaga en menor magnitud al centro del claro. Para simular este comportamiento en el modelo estructural, se utilizó un modelo de plasticidad concentrada, en el cual no se considera la longitud de daño, sino concentra el daño en un punto.

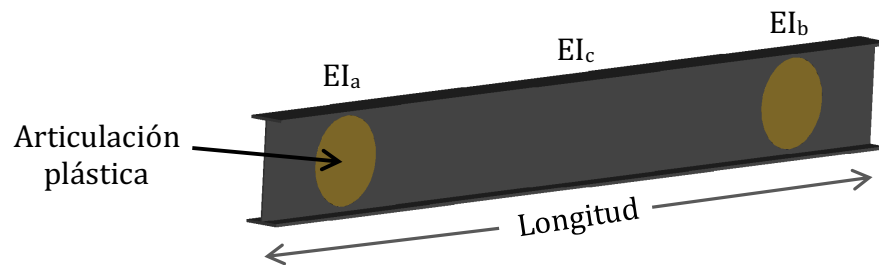


Figura 2.7 Plasticidad concentrada en viga

En este modelo, se propusieron articulaciones plásticas al 5 y 95 % de la longitud de vigas y columnas, figura 2.7 de acuerdo con lo establecido en el documento FEMA 356.

Para definir la capacidad de rotación de fluencia, momentos plásticos en vigas y columnas de las articulaciones del modelo planteado, se utilizó el programa SAP2000 (Wilson, 2002) el cual basa su modelo en el FEMA 356 por medio de curvas momento-rotación o fuerza-desplazamiento de la curva generalizada para elementos de acero que se muestra en la figura 2.8.

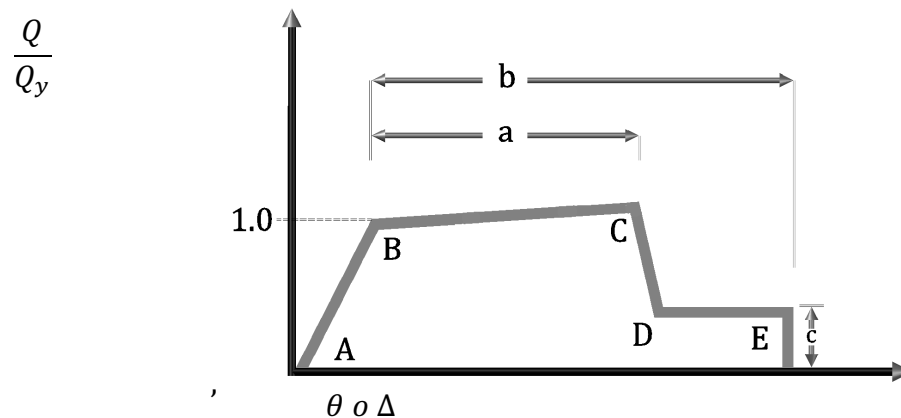


Figura 2.8 Curva generalizada momento-rotación o fuerza-desplazamiento (FEMA 356).

Las expresiones con las que se definen las rotaciones de fluencia y momentos con los que se modelan vigas y columnas según el FEMA 356 son las siguientes:

Vigas: Rotación de fluencia (θ_y):

Momento plástico (M_{CE}):

Dónde:
$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_b}{6EI_b} \quad (2.6)$$

$$M_{CE} = ZF_{ye} \quad (2.7)$$

E= Modulo de elasticidad del acero

F_{ye} = Esfuerzo de fluencia esperado del acero

I_b =Momento de Inercia de la sección transversal de la viga

Z=Modulo de sección plástico

M_{CE} = Resistencia a flexión esperada

Columnas: Rotación de fluencia (θ_y):

Momento plástico (M_{CE}):

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (2.8)$$

$$M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} \quad (2.9)$$

Dónde:

I_c = Momento de Inercia de la sección transversal de la columna

P_{ye} = fuerza axial de fluencia esperada

P =Fuerza axial en el nivel de desplazamiento al que se este

Dependiendo del tipo de elemento y de esfuerzo que domine la respuesta inelástica de éste, las articulaciones plásticas rótulas plásticas pueden definirse en términos de momento-rotación o esfuerzo-deformación. Cuando la respuesta inelástica del elemento esté dominada por la flexión, deberán establecerse los parámetros de modelación para construir la gráfica momento-rotación (figura 2.8), es decir las distancias a , b y c . Las constantes a y b , representan el ángulo en radianes de la rotación plástica y la posterior al colapso, c está asociado con el nivel de colapso (FEMA-356).

Además el tramo dado por el segmento A-B define el comportamiento elástico del elemento, el segmento B-C representa el comportamiento inelástico con una pendiente debido al endurecimiento del material de 3% de la pendiente elástica. El tramo C-D representa una pérdida de resistencia, y D-E representa la capacidad última de la rótula antes del colapso.

2.5.2 CURVA DE CAPACIDAD

El análisis estático no lineal, permite definir una curva (curva de capacidad) que aproxima el comportamiento de una estructura sometida a una excitación sísmica. Esta curva representa la capacidad de una estructura ante una acción sísmica preestablecida, y se define como la relación que existe entre la fuerza lateral y el desplazamiento en el nivel superior ($V_b-\delta a$).

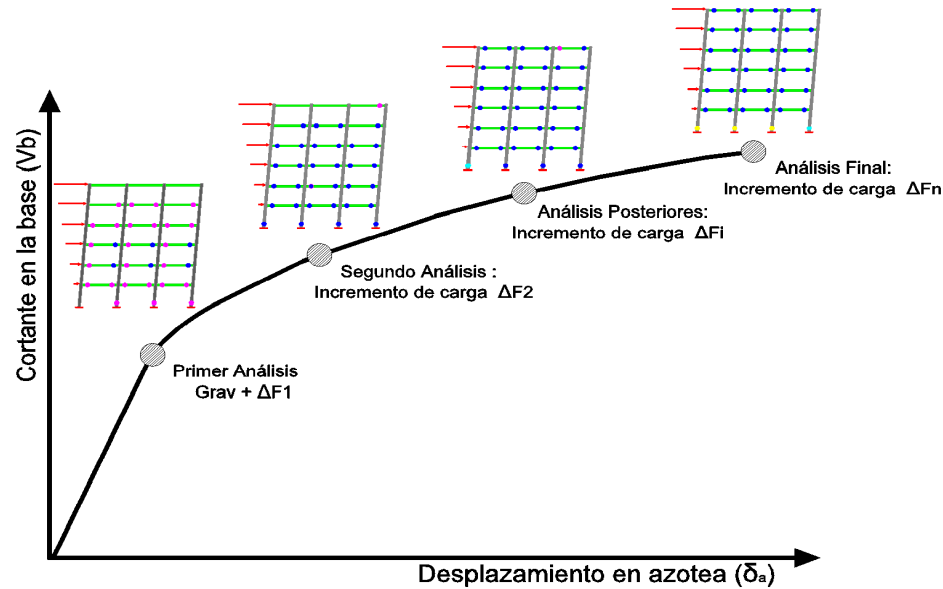


Figura 2.9 Incrementos de carga y formación de articulaciones plásticas.

En la curva de capacidad, figura 2.9, se muestra la evolución del comportamiento de una estructura, la fluencia y la falla del sistema estructural. Esta evolución provocada por los incrementos de carga, provocan la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos y sobre todo en la geometría del modelo estructural.

2.5.3 REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Para idealizar la curva de capacidad como bilineal, en el documento FEMA 356 se plantea un método iterativo y simple para su idealización, en el que a la curva de capacidad obtenida del modelo se le idealiza con una curva bilineal haciendo que las áreas definidas por arriba y por debajo de la curva de capacidad del modelo y la curva bilineal idealizada sean iguales, pudiendo así definir el desplazamiento último en el nivel superior y su correspondiente cortante basal.

A lo anterior, se resume que cuando se igualan el área A_1 y el área A_2 de la figura 2.10, la energía de la curva real será la misma que la idealización bilineal y el proceso iterativo se termina. Para obtener una representación de la

capacidad de deformación del modelo estructural, se comparara el cortante basal de la estructura y el nivel de desplazamiento alcanzado.

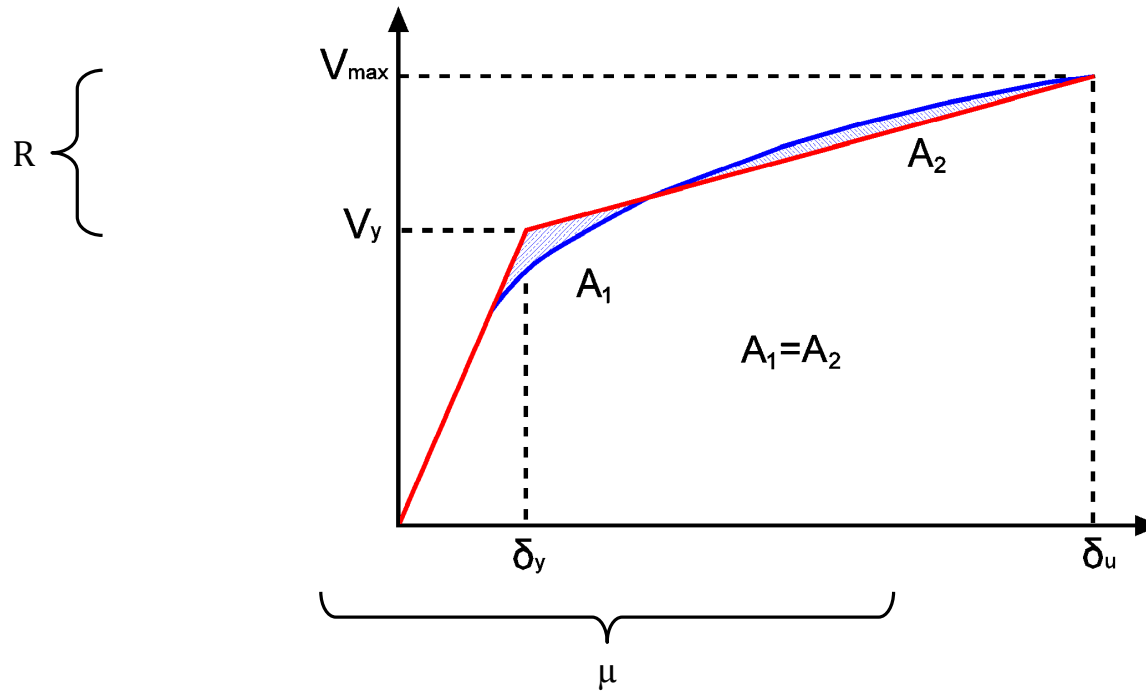


Figura 2.10 Curva de capacidad-Curva bilineal

Con el planteamiento anterior, es posible obtener la ductilidad (μ) con la ecuación 2.10 y sobrerresistencia (R) con la ecuación 2.11 del modelo estructural. La ductilidad (μ), se determina a partir del desplazamiento promedio de fluencia (δ_y) y el desplazamiento último promedio (δ_u) alcanzado en la curva cortante-distorsión promedio.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2.10)$$

$$R = \frac{V_u}{V_y} \quad (2.11)$$

La determinación de la sobrerresistencia para el modelo en análisis se hace realiza a partir de la ecuación 2.11 donde V_u es el cortante máximo alcanzado en la curva de capacidad y V_y es el cortante en el cual inicia la fluencia del sistema en el análisis estático no lineal.

En México, el RCDF-2004 define factores de reducción por sobrerresistencia R y ductilidad (Q) para reducir el espectro de diseño sísmico elástico. El factor por sobrerresistencia considera que las estructuras tienen una resistencia mayor a las consideradas en el proceso de diseño, y que esa sobrerresistencia puede estar asociada a varios factores como: los materiales, las relaciones esfuerzo-deformación, los niveles de carga axial, dimensionamiento de los elementos estructurales, participación de elementos no estructurales que no se hayan desligado correctamente, uniformización de las secciones, entre otras.

CAPITULO 3 MODELO ANALÍTICO Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL POR LAS NTCS-04 Y NTCM-04

En este capítulo, se presenta un estudio en el que se describen las características del modelo de un edificio regular de acero de 6 niveles, el cual está constituido por marcos momento-resistentes y asociado a la zona sísmica de mayores aceleraciones de la zona IIIb conforme a las Normas (NTCS-04). El diseño y revisión del modelo de edificio, se realizó a partir de los planteamientos y resultados que exige un análisis estático y dinámico modal propuestos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCS-04), y el planteamiento propuesto en el cuerpo principal de las mismas. De igual manera, se realizó un Análisis Estático No Lineal bajo el cual se obtuvieron las máximas demandas de deformación lateral para el modelo cuando este incurre en el intervalo de comportamiento inelástico.

Para el modelo en estudio, el diseño se basó principalmente en la consideración del diseño por capacidad propuesta en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04), a fin de garantizar el mecanismo de columna fuerte-viga débil.

3.1 GENERALIDADES Y GEOMETRÍA

Se consideró un modelo de edificio estructurado por marcos momento-resistentes de acero estructural tipo A-50, el cual es regular, y se supondrá destinado para uso de oficinas que el RCDF-2004 lo clasifica dentro del grupo B. Este modelo, fue situado en la subzona III_b de la subzonificación de las NTCS-04, la cual presenta las mayores demandas sísmicas como se ejemplificó en la figura 2.1. Se determinó una altura total de 6 niveles para este modelo de edificio, ya que la gran mayoría de los edificios construidos en la Ciudad de México caen en este intervalo de número de niveles.

El diseño del modelo de edificio, se basó en lo que establece el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal (RCDF-04) y sus normas técnicas complementarias, particularmente las NTCS-04 y NTCM-04.

A este modelo se le asignó un factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Los esfuerzos de diseño fueron los correspondientes al acero tipo A-50 con un f_y de 3 515 kgf/cm² y f_u de 4 570 kgf/cm². La elección del tipo de secciones, fue en base a las que comúnmente se utilizan en la práctica y además por la rigidez que proporcionan en sus dos ejes de simetría.

Se cuidó cumplir con los requisitos de deformación lateral sugeridos por las Normas Técnicas sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones (NTCA-2004) buscando que la distorsión presentada en los análisis fuera muy cercana al 1.2 %. Además de seguir el planteamiento de columna fuerte-viga débil para lograr el buen desempeño sísmico de la estructura.

Este modelo se diseñó de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis estructural hecho por el programa SAP2000 (Wilson, 2002) y lo marcado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas NTCM-04. Se consideró una zona rígida del 5 % de la longitud total del apoyo entre los elementos

3.2 GEOMETRÍA DEL MODELO

En cuanto a su geometría, el modelo cuenta con una planta de forma regular en todos los niveles, de 18.00 m en dirección x por 18.00 m en dirección y . Consta de tres crujías en la dirección x por tres crujías en la dirección y con claros de 6 por 6 metros respectivamente (figura 3.1). El primer entrepiso tiene una altura de 4.00 m y los entrepisos restantes una altura correspondiente de 3.50 m (figura 3.2).

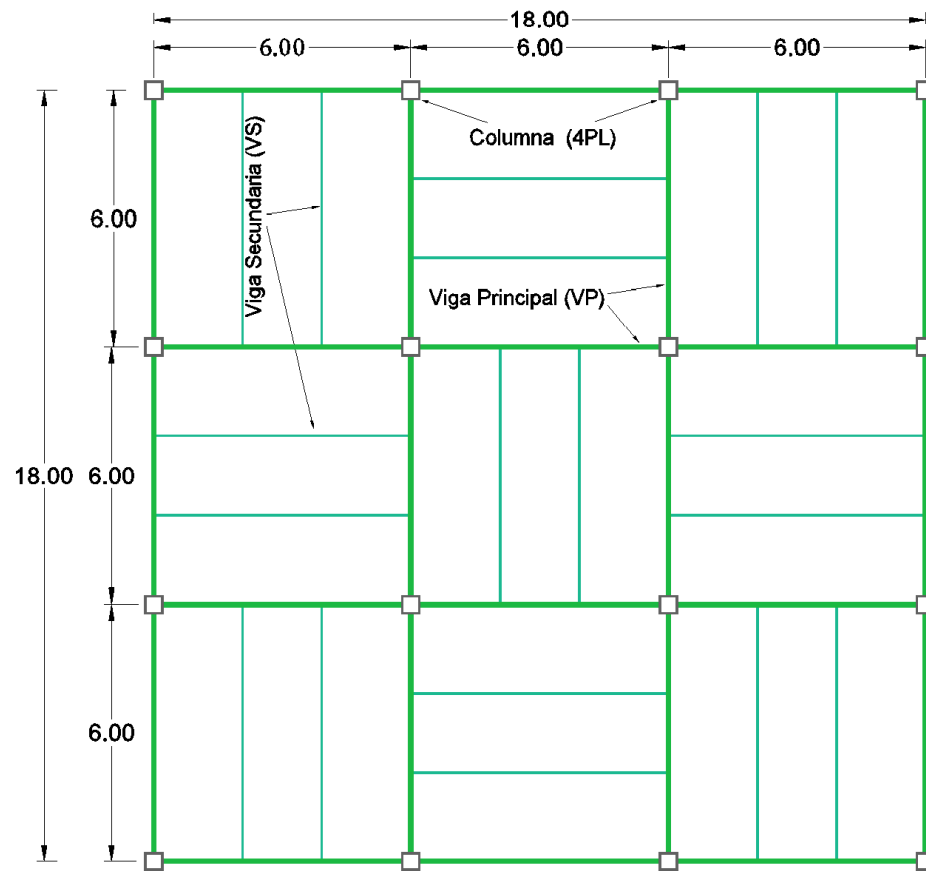


Figura 3.1 Geometría y dimensiones del modelo (Vista en planta).



-
- a) Vista frontal
- b) Vista tridimensional

Figura 3.2 Geometría y dimensiones del modelo

a) Vista frontal b) Vista tridimensional.

3.2 ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO

Un planteamiento inicial del modelo, fue considerar columnas de perfiles OR, vigas principales y vigas secundarias IR del Manual de Construcción en Acero IMCA, que se fue refinando conforme a los resultados obtenidos de los análisis lineales estáticos, dinámicos y estáticos no lineales, a fin de cumplir con las distorsiones máximas de entrepiso, deflexiones en vigas y losas sugeridas en las Normas, donde finalmente se optó por cambiar secciones de columnas OR a secciones de cuatro placas soldadas.

El sistema de piso propuesto en congruencia con el tipo de estructuración a base de marcos de acero, fue losacero, el cual fue soportado por vigas secundarias las cuales se intercalaron para lograr una mejor distribución de las cargas verticales evitando así una configuración de diafragma flexible y además de suministrar soporte lateral a las vigas principales. Para la elección del tipo de losacero fue necesario recurrir a los manuales de diseño y recomendaciones del fabricante, en el cual se especifica de acuerdo a las cargas actuantes el calibre y separación de los elementos de soporte necesarios.

El diseño de los elementos estructurales de los modelos se llevó a cabo en dos etapas. La primera consistió en el diseño de vigas y columnas por resistencia una vez que los edificios cumplieran con las restricciones de deformación. Una segunda etapa, consistió en la revisión de la capacidad a flexión de las columnas y vigas promoviendo el planteamiento de columna fuerte-viga débil, en el que la sumatoria de los momentos en las vigas que llegan al nudo sean iguales o menores que la sumatoria de los momentos de las columnas que llegan al mismo.

3.3 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

En cuanto al diseño del modelo en estudio, se plantea la determinación de las cargas que actúan en el modelo de edificio destinado para uso de oficinas, el cual estará ubicado en la zona III_b, así como un prediseño por cargas verticales donde se revisa la resistencia a flexión y cortante combinados en vigas y columnas. Este prediseño fue modificado por el diseño por capacidad con el cual se propuso que para análisis posteriores, se produjeran mecanismos de colapso de viga débil – columna fuerte. Para evaluar el modelo diseñado con las consideraciones anteriores se plantea la aplicación del análisis dinámico, con el cual revisarán las componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno haciendo combinaciones de diseño del 100-30%, así como el cumplimiento de las distorsiones de entrepiso del mismo que marcan las NTCS-04.

3.3.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

La determinación de las cargas actuantes sobre la estructura fue de acuerdo a lo establecido por las Normas Técnicas sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones del 2004. En la tabla 3.1 se presenta la determinación de las cargas muertas de entrepiso, de la misma manera, se presenta la tabla 3.2 para la determinación de cargas muertas de azotea, considerando que el uso del edificio corresponde a oficinas.

Tabla 3. 1 Carga muerta de entrepiso

Elemento	Peso (kg/m ²)
Loseta cerámica	35.00
Mortero	31.50
Lamina para Losa-acero	12.59
Concreto en Losa-acero	144.00
Falso plafon	22.50
Instalaciones	15.00
Carga adicional por Reglamento	40.00
	300.59

Tabla 3.2 Carga muerta de azotea 0.1

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lamina para Losa-acero	12.59
Concreto en Losa-acero	144.00
Impermeabilizante	5.00
Falso plafon	22.50
Instalaciones	15.00
Carga adicional por Reglamento	40.00
	239.09

La obtención de cargas vivas para edificios de oficinas, se presentan en la tabla 3.3, donde W es la carga viva media, Wa es la carga viva instantánea y Wm es la carga viva máxima.

Tabla 3.3 Carga viva

	Carga (kg/cm ²)		
	W	Wa	Wm
Entrepiso	100.00	180.00	250.00

Azotea (con pendiente menor al 5%)	15.00	70.00	100.00
--------------------------------------	-------	-------	--------

3.4 PREDISEÑO DEL MODELO POR CARGAS GRAVITACIONALES

Como punto de partida para evaluar la capacidad del modelo estructural descrito **en las secciones 3.1 a 3.2**, en **esta sección** se plantea un prediseño bajo la acción de cargas gravitacionales que soportan los elementos del sistema estructural en estudio. Este prediseño se realizó con elementos propuestos con perfiles de acero tomados del manual IMCA, quedando para columnas el uso perfiles de tubo cuadrado (OR), y para vigas primarias y secundarias perfiles I rectangulares (IR).

Este primer criterio de dimensionamiento se efectuó de acuerdo con los criterios correspondientes a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-04) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04). En cuanto a los estados límite de falla, se hizo una evaluación en la que la resistencia de diseño de toda la sección con respecto a cada fuerza o momento interno actuando en ella o en su caso la combinación de dos o más de ellos, fuera igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento interno. Así mismo, se revisó lo correspondiente a respetar los valores límites para que el funcionamiento en condiciones de servicio sean satisfactorios.

4.1.1 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN

3.4.1 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN

A manera de ejemplo del dimensionamiento de los elementos estructurales, se presenta el caso de un perfil definitivo IR 254x38.8 diseñado por carga vertical para una viga secundaria de azotea, el cual cumplió con las revisiones que las Normas (NTCM-04) proponen y que se presentan posteriormente. Primeramente se determinaron las áreas tributarias con la finalidad de obtener una carga (w_u) uniformemente repartida sobre la viga y a partir de esta determinar el momento último (M_u) actuante como a continuación se presenta:

$$w_u = 0.989 \text{ Ton/m} \quad M_u = \frac{w_u L^2}{8} = 4.45 \text{ Ton} - \text{m}$$

PERFIL IR 254x38.8					
A=	49.10	cm ²	tw=	0.66	cm
d=	26.16	cm	Sx=	457.20	cm ³

bf=	14.66	cm	Zx=	512.92	cm ³
tf=	1.12	cm	Ix=	5993.73	cm ⁴

Tabla 3.4 Propiedades del perfil IR 254x38.8

La resistencia de diseño a flexión (M_R) del perfil IR 254x38.8, se obtuvo usando la siguiente expresión y se comparó con el momento actuante M_u anteriormente calculado.

$$M_u \leq M_R = Z F_y$$

$$4.45 \text{ Ton-m} \leq 18.02 \text{ Ton-m}$$

la condición evaluada anteriormente, indica que el perfil IR 254x38.8 se acepta por flexión.

3.4.2 REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

De igual manera, se llevó a cabo una revisión del pandeo local para el mismo perfil usando las siguientes expresiones:

$$J = \frac{1}{3} (2t_f^3 b + t_w^3 d) = 16.15 \text{ cm}^4$$

$$C_a = \frac{1}{24} (t_f d^2 b^3) = 100,333.42 \text{ cm}^6$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 784,615.38 \text{ kgf/cm}^2$$

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 0.776$$

$$X_u = 3.22 X_r = 2.49$$

Dado que:

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_r} \sqrt{\frac{E C_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{X_r}^2} = 434.11 > 0 = L_{arriostramiento}$$

se concluye que el pandeo lateral para el perfil IR 254x38.8 no es crítico. Para las expresiones anteriores se definen las siguientes constantes:

Dónde:

- J Constante de torsión de Saint Venant
- C_a Constante de torsión por alabeo de la sección
- C Puede tomarse conservadoramente igual a la unidad cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo
- L_u Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico
- L_r Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión que separa los intervalos de aplicación
- E Módulo de elasticidad del acero igual a 2 040 000 kg/cm²
- G Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante igual a 784 000 kg/cm²
- X_u, X_r Coeficientes que se utilizan para determinar las longitudes L_u y L_r de vigas en flexión

3.4.3 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTE

Para el cálculo de la resistencia al cortante V_R , se evaluó que la falla del alma al corte ocurría en el intervalo de endurecimiento por deformación usando la expresión dada por:

$$\frac{h}{t} \leq 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$$

$$36.23 \leq 52.79$$

Donde para esta condición, el cortante nominal V_N se obtiene con la siguiente con la siguiente expresión así como el correspondiente cortante resistente V_R :

$$V_N = 0.66F_yA_a = 36.55 \text{ Ton}$$

$$V_R = V_N F_R = 32.99 \text{ Ton}$$

Para verificar si el perfil IR 254x38.8 tiene la capacidad suficiente para resistir el cortante último V_u , es necesario hacer una comparación mediante las siguientes expresiones:

$$V_R = 32.99 \text{ Ton} \geq 2.96 \text{ Ton} = V_u$$

Dónde:

$$V_u = w_u L / 2$$

- V_N Es la resistencia nominal, que se determinó con la siguiente expresión
- F_y Es el valor del esfuerzo de fluencia
- A_a Área del alma de la viga o área de aplastamiento
- F_R Es el factor de resistencia igual a 0.9
- $k=5$ Cuando no se emplean atiesadores
- w_u Es la carga de diseño
- L Es la longitud de la viga

3.4.4 REVISIÓN DE LA DEFLEXIÓN

Otro parámetro a revisar fue la deflexión en la viga con la finalidad de no perjudicar el comportamiento de la estructura en condiciones de servicio y compararla con la deflexión permisible, a partir de las expresiones siguientes con una carga viva $w_v = 0.529 \text{ Ton/m}$.

$$\Delta_{CV} = \frac{5w_v L^4}{384EI} = 0.73 \text{ cm} \qquad \Delta_{permisible} = \frac{L}{240} = 2.5 \text{ cm}$$

Comparando los resultados anteriores, es posible concluir la deflexión vertical producido por la carga viva (Δ_{CV}) es menor que la deflexión vertical permisible ($\Delta_{permisible}$) como se demuestra a continuación:

$$\Delta_{CV} \leq \Delta_{permisible}$$

3.4.5 REVISIÓN DE LA FLEXIÓN Y CORTANTE COMBINADOS

Dado que se empleará vigas no reforzadas, es decir sin algún elemento rigidizante, es necesario que se satisfaga la siguiente condición:

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.00$$

$$0.364 \leq 1.00$$

De acuerdo al resultado anterior, se verifica que la viga cumple también esta condición para que trabaje como viga secundaria para el modelo de análisis propuesto. Cabe aclarar que el procedimiento de dimensionamiento por carga vertical, fue el mismo para vigas principales.

3.5 PREDISEÑO DE LAS COLUMNAS

Para el diseño de columnas por carga vertical, se propusieron perfiles OR que cumplieran con las siguientes revisiones. Un perfil definitivo que cumplió con las mayores solicitaciones de diseño, fue el perfil OR 406 x 15.9 mm o 16x5/8 pulg, el cual es el de mayor dimensión de los perfiles cuadrados que presenta el manual IMCA. Sus propiedades se presentan a continuación:

PERFIL OR 406x15.9					
A=	225.81	cm ²			
S _x =	2802.19	cm ³	S _y =	2802.19	cm ³
r _x =	15.88	cm	r _y =	15.88	cm
Z _x =	3277.41	cm ³	Z _y =	3277.41	cm ³

Tabla 3.5 Propiedades del perfil OR 406 x 15.9

3.5.1 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia R_c de diseño de las columnas sometidas a carga axial, se determinó usando la expresión que evalúa el límite de inestabilidad por flexión y que además toma en cuenta la esbeltez del elemento como se presenta a continuación:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0.333$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_y F_R$$

$$R_c = 694,103.93 \text{ Ton} \leq 714,337.28 \text{ Ton}$$

Dónde:

FR	es el factor de resistencia igual a 0.9
At	Es el área total de la sección transversal de la columna
λ	Parámetro de esbeltez
n	Es un coeficiente adimensional que para secciones rectangulares es igual a 1.4
KL	Es la longitud efectiva de la columna

3.5.2 DIMENSIONADO PARA COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES

Para secciones cuadradas, las Normas (NTCM-04) proponen se evalúen las siguientes desigualdades para una revisión de las secciones extremas del elemento. Para esta columna en particular, se encontró que la fuerza axial y momentos de diseño son los siguientes tanto en el extremo superior como inferior:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 133,426.12 \text{ kg} \\
 M_{uox} &= 1,766,476.25 \text{ kg-cm} & M_{px} &= Z_x F_y = 11,520,105.99 \text{ kg-cm} \\
 M_{uoy} &= 1,766,476.25 \text{ kg-cm} & M_{py} &= Z_y F_y = 11,520,105.99 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \\
 &\frac{133,426.12}{714,337.28} + \frac{0.80(1,766,476.25)}{0.9(11,520,105.99)} + \frac{0.80(1,766,476.25)}{0.9(11,520,105.99)} \leq 1.0 \\
 &0.459 \leq 1.0
 \end{aligned}$$

Con el resultado anterior, se demuestra que el elemento tiene suficiente capacidad para soportar las acciones que se están presentando en cada extremo. Sin embargo, las Normas (NTCM-04), también proponen que si se hace uso de la ecuación anterior, deberá revisarse además que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{1,766,476.25}{10,368,095.39} + \frac{1,766,476.25}{10,368,095.39} \leq 1.0$$

La comparación ante acciones ante carga vertical e $0.34 \leq 1.0$ la suficiente capacidad para soportar las

Para las expresiones anteriores, se denota que:

F_R Tendrá un valor de 0.9
 P_u, M_{uox} y M_{uoy} Son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y momentos de diseño en el extremo considerado
 $M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_x$ Son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y respectivamente
 $P_y = A_t F_y$ Es la fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de la columna

Finalmente, a manera de resumen se presenta la tabla 3.6 la cual contiene los perfiles obtenidos con la capacidad suficiente para soportar cargas verticales.

Tabla 3.6 Secciones definitivas por carga vertical.

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria
6	OR 12"x5/8"	W 12"x26	W 10"x26
5	OR 14"x5/8"	W 12"x50	W 10"x26
4	OR 14"x5/8"	W 12"x50	W 10"x26
3	OR 16" x5/8"	W 16"x40	W 10"x26
2	OR 16" x5/8"	W 16"x40	W 10"x26
1	OR 16" x5/8"	W 16"x40	W 10"x26

3.6 DISEÑO POR CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS

En esta **sección** se presenta el desarrollo del diseño por capacidad para el modelo estructural en estudio, presentando la aplicación del diseño a cuatro nudos con distintas condiciones de análisis sobre los ejes x y y.

Como punto de partida, se emplearan los perfiles emplearán los perfiles definitivos que se obtuvieron bajo el análisis por carga vertical, además de adoptar el planteamiento propuesto por las Normas (NTCM-04) a fin de proporcionar un mecanismo de colapso estable entre vigas y columnas utilizando la relación que se presenta a continuación:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} > 1.0$$

Los cuatro nudos de sección y corresponde a nudos del segundo entrepiso como se muestra en la figura 3.3. Por ser un modelo regular en planta y simétrico, los demás nudos no se evalúan ya que las cargas sobre estas, son iguales como en los casos que se presentan.

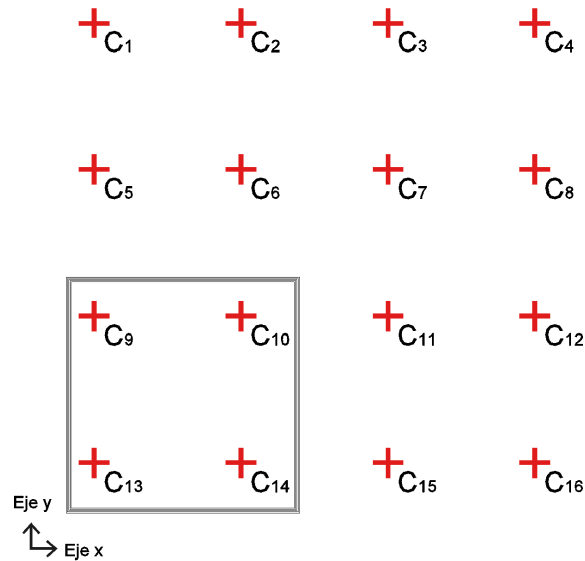


Figura 3.3 Distribución de nodos del primer entrepiso

3.6.1 PROPIEDADES DE LOS PERFILES A EVALUAR

A continuación se presentan en las tablas 3.7 y 3.8, las propiedades correspondientes a vigas y columnas para los cuales se revisará la relación entre los momentos en vigas y columnas. El valor del esfuerzo de fluencia F_y se tomara igual a 3515 kg/cm^2 y por ser perfiles laminados según las Normas (NTCM-04), R_y se tomara igual a 1.1

Columnas				
Perfil	A_c cm^2	$Z_{c(x,y)}$ cm^3	$b_{(x,y)}$ cm	$h_{(x,y)}$ cm
HSS16X16X5/8	225.81	3,277.41	40.64	40.64


Tabla 3.7 Propiedades del perfil HHS16X16X5/8"

Viga			
Perfil	L_{viga} cm	L_p 5% L_{viga} cm	$Z_{C(x,y)}$ cm^3
W16X40	600.00	50.32	1,196.26

Tabla 3.8 Propiedades del perfil W16X40

3.6.2 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD ENTRE VIGAS Y COLUMNAS

En los siguientes análisis se evalúa ΣM_{pc}^* como la suma de los momentos en las dos columnas que concurren en el nudo, el cual está definido por la intersección de los ejes de vigas y columnas, esta suma de momentos se obtiene sumando las proyecciones en el eje de las vigas de las resistencias nominales a flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. De igual manera se determino ΣM_{pv}^* al sumar las proyecciones en el eje de las columnas.

		
	P_{ucx} kg	M_{pc}^*
Columna C ₁₃ SUP	28,380.12	11,108,188.82
Columna C ₁₃ INF	36,228.90	10,994,269.39
	$\Sigma M_{pc}^* = 22,102,458.21$	

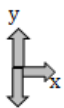
Flexion alrededor del eje x de la columna

	V_p Kg	M_{pv}^*	$1.1 \cdot R_y \cdot M_{pv} + M_v$	Revisión de relación entre los momentos en vigas y columnas		
Viga _{IZQ}	0	0.00	0.00	ΣM_{pc}^*	>	1
Viga _{DER}	5406.5	4,204,838.69	5,359,909.39	ΣM_{pv}^*	>	1
		$\Sigma M_{pv}^* =$	5,359,909.39	4.12	>	1

Flexion alrededor del eje y de la columna

	V_p Kg	M_{py}^*	$1.1 \cdot R_y \cdot M_{py} + M_v$	Revisión de relación entre los momentos en vigas y columnas		
Viga _{IZQ}	0	0.00	0.00	ΣM_{pc}^*	>	1
Viga _{DER}	2442.3	4,204,838.69	5,210,750.34	ΣM_{py}^*	>	1
		$\Sigma M_{py}^* =$	5,210,750.34	4.24	>	1

De los resultados obtenidos anteriormente, se puede observar que la capacidad a flexión que presenta la columna de esquina para el nudo en consideración, es cuatro veces la capacidad de las vigas que llegan a este. Distinto es el caso de las siguientes dos revisiones donde se evalúa de igual manera la capacidad flexión bajo la acción de una viga más comparado con el nodo anterior, y en consecuencia se reduce la capacidad del nudo debido al número de vigas que actúan en él.



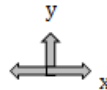
	P_{uex} kg	M_{pc}^*
Columna C ₉ SUP	56,494.11	10,700,134.35
Columna C ₉ INF	72,118.06	10,473,363.92
	$\Sigma M_{pc}^* = 21,173,498.28$	

Flexion alrededor del eje x de la columna

	Vp Kg	M_{pv}^*	$1.1 \cdot R_y \cdot M_{pv} + M_v$	Revisión de relación entre los momentos en vigas y columnas	
Viga _{IZQ}	0	0.00	0.00		
Viga _{DER}	7226.5	4,204,838.69	5,451,491.98		
		$\Sigma M_{pv}^* =$	5,451,491.98		
				$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*}$	> 1
				3.88	> 1

Flexion alrededor del eje y de la columna

	Vp Kg	M_{pv}^*	$1.1 \cdot R_y \cdot M_{pv} + M_v$	Revisión de relación entre los momentos en vigas y columnas	
Viga _{IZQ}	3579.8	4,204,838.69	5,267,989.89		
Viga _{DER}	4817.7	4,204,838.69	5,330,279.59		
		$\Sigma M_{pv}^* =$	10,598,269.48		
				$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*}$	> 1
				2.00	> 1



	P_{ucx} kg	M_{pc}^*
Columna C ₁₄ SUP	51,872.97	10,767,206.88
Columna C ₁₄ INF	66,218.89	10,558,986.10
$\Sigma M_{pc}^* =$		21,326,192.99

Flexion alrededor del eje x de la columna

	Vp Kg	M_{pv}^*	$1.1 \cdot R_y \cdot M_{pv} + M_v$
Viga _{IZQ}	4228.8	4,204,838.69	5,300,650.04
Viga _{DER}	2890.6	4,204,838.69	5,233,309.80
$\Sigma M_{pv}^* =$			10,533,959.84

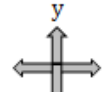
Revisión de relación entre los momentos en vigas y columnas		
$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*}$	>	1
2.02	>	1

Flexion alrededor del eje y de la columna

	Vp Kg	M_{pv}^*	$1.1 \cdot R_y \cdot M_{pv} + M_v$
Viga _{IZQ}	0	0.00	0.00
Viga _{DER}	7226.5	4,204,838.69	5,451,491.79
$\Sigma M_{pv}^* =$			5,451,491.79

Revisión de relación entre los momentos en vigas y columnas		
$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*}$	>	1
3.91	>	1

Para este último caso, se hace notar que debido a la concentración de cargas actuando en este nudo central, la capacidad de las columnas es dos veces la capacidad de las vigas.



	P_{ucx} kg	M_{pc}^*
Columna C ₁₀ SUP	102,520.16	10,032,099.10
Columna C ₁₀ INF	133,426.12	9,583,521.16
$\Sigma M_{pc}^* =$		19,615,620.26

Flexion alrededor del eje x de la columna

	Vp Kg	M* _{pv}	1.1*Ry*M _{pv} +Mv	momentos en vigas y columnas
Viga _{IZQ}	7226.5	4,204,838.69	5,451,491.79	ΣM^{*pc}
Viga _{DER}	7226.5	4,204,838.69	5,451,491.79	ΣM^{*pv}
$\Sigma M^{*}_{pv} = 10,902,983.58$				1.80
				1

Flexion alrededor del eje x de la columna

	Vp Kg	M* _{pv}	1.1*Ry*M _{pv} +Mv	momentos en vigas y columnas
Viga _{IZQ}	7226.5	4,204,838.69	5,451,491.79	ΣM^{*pc}
Viga _{DER}	7226.5	4,204,838.69	5,451,491.79	ΣM^{*pv}
$\Sigma M^{*}_{pv} = 10,902,983.58$				1.80
				1

Finalmente, a manera de resumen se presenta la tabla 3.9 donde se concentran los perfiles definitivos diseñados por su capacidad a flexión los cuales son los mismos obtenidos bajo carga vertical.

Tabla 3.9 Secciones definitivas basadas en el diseño por capacidad.

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria
6	OR 12"x5/8"	W 12"x26	W 10"x26
5	OR 14"x5/8"	W 12"x50	W 10"x26
4	OR 14"x5/8"	W 12"x50	W 10"x26
3	OR 16" x5/8"	W 16"x40	W 10"x26
2	OR 16" x5/8"	W 16"x40	W 10"x26

1	OR 16" x5/8"	W 16"x40	W 10"x26
---	--------------	----------	----------

3.7 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO AL MODELO

En las secciones anteriores, se planteó el modelo estructural a estudiar y fue diseñado bajo la acción de cargas verticales así como bajo el enfoque del diseño por capacidad adaptado en las Normas (NTCM-04). Para estos diseños se propusieron perfiles tipo OR para columnas, así como perfiles IR para vigas los cuales fueron tomados del manual IMCA. Sin embargo, debido a la flexibilidad presentada en el modelo ya diseñado con los métodos anteriores hubo la necesidad de que las secciones transversales tipo OR para columnas fueran sustituidas por secciones de cuatro placas soldadas y en consecuencia fue necesario la modificación de algunos perfiles tipo IR para vigas. Estas secciones de cuatro placas soldadas fueron nuevamente revisadas bajo el planteamiento del diseño por capacidad y además cumplieran con las exigencias de conseguir que las distorsiones presentadas en el análisis del modelo, estuvieran dentro y cercanas al límite de las establecidas en las Normas. Estos cambios de dimensión en las secciones de vigas y columnas implican un aumento en la rigidez y peso del sistema estructural.

3.7.1 DETERMINACIÓN DEL CORTANTE BASAL

Como un primer acercamiento a evaluar la capacidad ante carga lateral, se aplicará un análisis estático al modelo de análisis a fin de determinar el cortante basal producido por la acción de las fuerzas horizontales en los entrepisos correspondientes así como su periodo fundamental. Para este análisis se ha determinado el peso de la masa W_i , y la fuerza F_i ubicados a una altura h_i los cuales están indicados en la tabla 3.9.1. Hay que recordar que el modelo de análisis se planteó ubicado en la zona IIIB y que de acuerdo a la tabla 2.1 le corresponde un el coeficiente sísmico c igual a 0.45.

Tabla 3.9.1 Cálculo del cortante basal de la estructura.

Nivel	W_i (Ton)	h_i (m)	Q	c	c/Q	$W_i h_i$	F_i (Ton)	V_i (Ton)
6	117.94	21.50	2.00	0.45	0.11	2,535.61	46.51	46.51
5	163.78	18.00				2,948.07	54.08	100.59
4	163.78	14.50				2,374.83	43.56	144.15
3	166.78	11.00				1,834.60	33.65	177.81
2	166.78	7.50				1,250.86	22.95	200.75
1	167.93	4.00				671.72	12.32	213.07

$\Sigma=$	946.99	$\Sigma=$	11,615.69	213.07
-----------	--------	-----------	-----------	--------

De la tabla 3.9.1, es posible determinar que la sumatoria de las fuerzas de inercia aplicadas en cada nivel como se muestran en la columna ocho, dan lugar a la fuerza cortante basal (V_b) actuando en la dirección x-x con un valor de:

$$V_b = 213.07 \text{ ton}$$

3.7.2 DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL

Por otro lado, para determinar el periodo del modelo, se construyó la tabla 3.9.2 utilizando los desplazamientos x_i de cada entrepiso obtenidos del análisis dinámico hecho en el programa SAP2000 (Wilson, 2002).

Tabla 3.9.2 Cálculo del periodo fundamental de la estructura.

Nivel	W_i (Ton)	F_i (Ton)	x_i (m)	x_i^2	$W_i * x_i^2$	$F_i * x_i$
6	117.94	46.51	0.10270	0.01055	1.24380	4.77661
5	163.78	54.08	0.09131	0.00834	1.36547	4.93776
4	163.78	43.56	0.07434	0.00553	0.90508	3.23838
3	166.78	33.65	0.05464	0.00299	0.49800	1.83894
2	166.78	22.95	0.03441	0.00118	0.19747	0.78952
1	167.93	12.32	0.01437	0.00021	0.03465	0.17700
Suma =					4.24448	15.75821

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma W_i x_i^2}{g \Sigma F_i x_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{4.24448}{9.81(15.75821)}} = 1.041 \text{ s}$$

De acuerdo con la tabla 2.1, es posible definir que el periodo de la estructura $T=1.041 \text{ s}$, se encuentra dentro de los límites de la meseta del espectro de diseño $T_a=0.85$ y $T_b=3.0$ que donde se presentan las mayores aceleraciones espectrales asociadas a distorsiones pequeñas.

Para comparar el periodo fundamental obtenido con el análisis estático, se realizó un modelo tridimensional en el programa SAP2000 (Wilson, 2002), y se aplicó un análisis dinámico modal con el espectro de diseño correspondiente a la zona III_b para el cual se obtuvo un periodo fundamental de $T=0.976$ s. Comparando los dos periodos, se puede concluir que el modelo de análisis estático realizado sobre un plano como en este caso, representa aproximadamente la misma respuesta que el modelo tridimensional tendría.

Hay que resaltar que las cargas obtenidas del análisis estático son lineales e intentan representar la respuesta dinámica del sistema.

3.7.3 ANÁLISIS DINÁMICO APLICADO AL MODELO DE 6 NIVELES

Primeramente, para cumplir con uno de los principales requisitos que exige la Norma, se realizó una revisión del perfil de la distorsión máxima correspondiente al estado límite de colapso del modelo estructural, el cual se ubicó en la zona III_b. Este modelo, se diseñó para un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, y de acuerdo a la sección 3 de las NTCDS-04 los valores de los periodos característicos son $T_a=0.85$ s y $T_b=3$ s, así como el coeficiente sísmico $c=0.45$, que como se mencionó anteriormente dependen de la zona sísmica en que se ubica la estructura. Conocidos los periodos característicos, es posible comentar que de acuerdo al periodo $T=1.041$ s obtenido con el método estático en el capítulo 4, el modelo estructural se encuentra dentro de la meseta del espectro. Así también, es posible definir que la ordenada a del espectro de aceleraciones para diseño sísmico expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

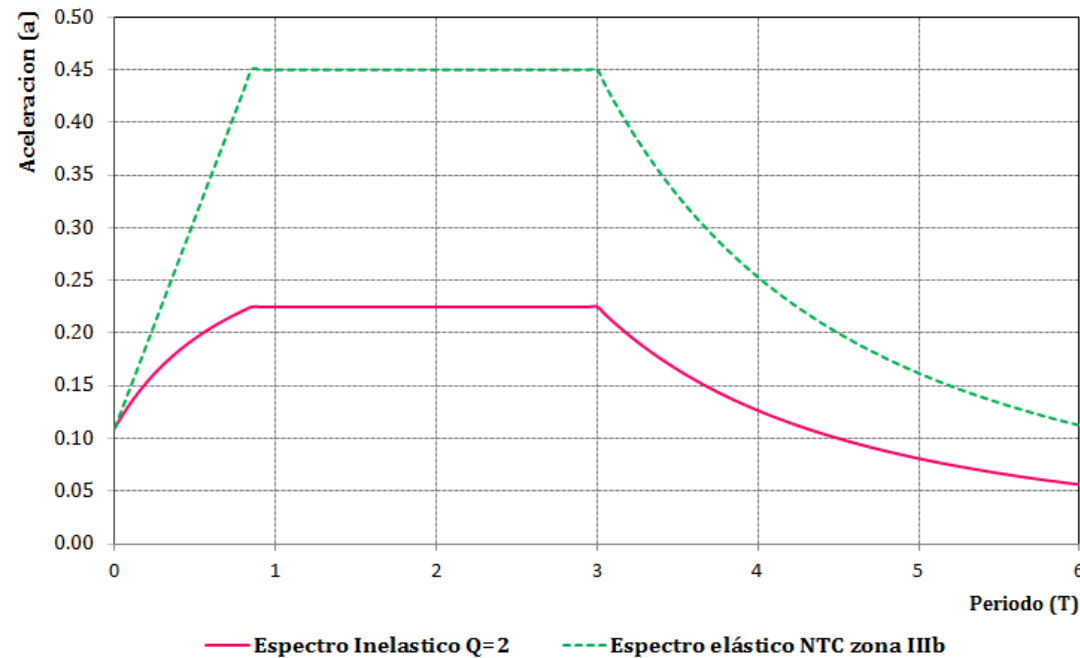


Figura 3.4 Espectro elástico e inelástico.

De acuerdo al cuerpo principal de las Normas (NTCDS-04), se resume gráficamente en la figura 3.4, el espectro de diseño elástico e inelástico de sitio para el factor de comportamiento sísmico mencionado anteriormente, el cual fue aplicado al modelo en la dirección x , así como en la dirección y . Cabe mencionar, que de acuerdo a lo establecido en las Normas, el espectro de diseño sísmico elástico se redujo, al considerar la aportación de la ductilidad de los elementos estructurales para resistir las fuerzas sísmicas.

Definido el espectro de diseño elástico e inelástico, se procedió a la realización de un modelo tridimensional en el programa SAP2000 (Wilson, 2002), para obtener las distorsiones de entrepiso correspondientes y compararlas con la distorsión máxima $\delta_{\max}=0.012$ que exige la Norma para cuando no existen elementos frágiles que puedan ser dañados por el movimiento de la estructura.

3.7.4 COMBINACIONES DE DISEÑO

De acuerdo a las NTCDS-04, se revisó la acción de las componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, aplicando ocho combinaciones modales en la que se consideró el 100 % de las cargas sísmicas en una de las direcciones principales de análisis, 30 % en la dirección perpendicular, y viceversa, figura 3.5.

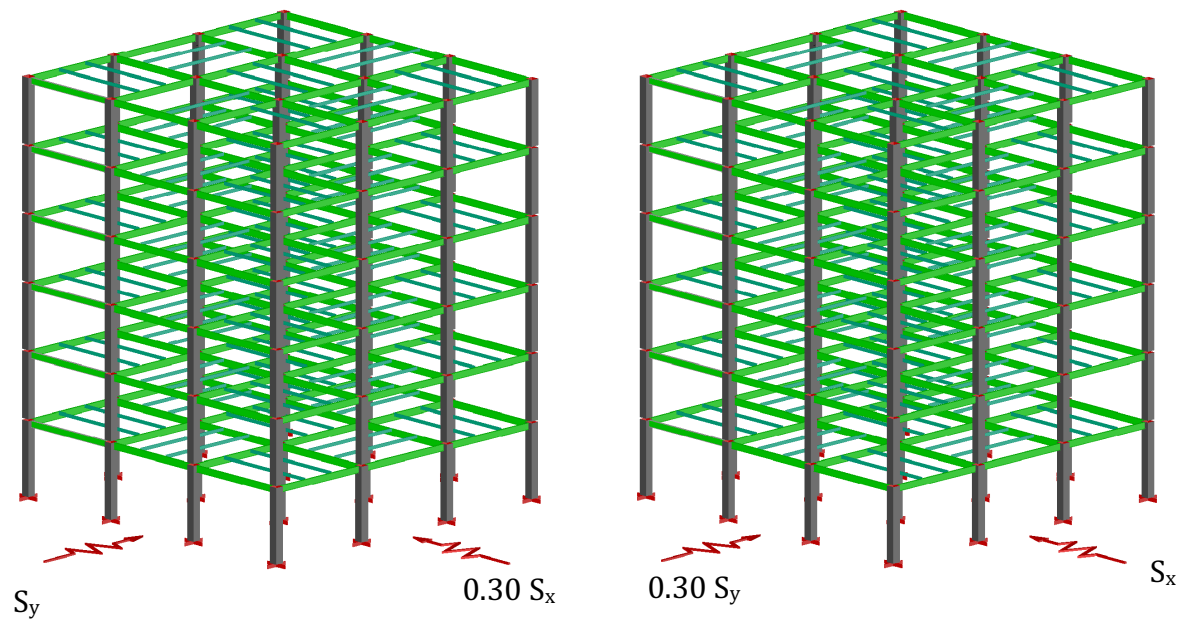


Figura 3 Combinaciones del efecto sísmico en dos direcciones.

3.7.5 REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL

Para la revisión del cortante basal, se llevó a cabo el procedimiento indicado en el capítulo 9.3 de las NTCDS-04, el cual establece que se debe cumplir la condición de que las fuerzas provocadas por el análisis dinámico, deben ser al menos el 80% de las fuerzas sísmicas obtenidas por el método estático.

Por la simetría del modelo, esta revisión se realizó únicamente en la dirección x-x, quedando por entendido que los resultados son iguales en la dirección ortogonal del modelo.

Aceleración de respuesta del suelo = 9.81 m/s ²		
Nodo	Dirección	Reacción
1	x-x	6.43
8	x-x	8.07
15	x-x	8.07
22	x-x	6.43
113	x-x	6.48
120	x-x	8.16
127	x-x	8.16
134	x-x	6.48
141	x-x	6.48
148	x-x	8.16
155	x-x	8.16
162	x-x	6.48
169	x-x	6.43
176	x-x	8.07
183	x-x	8.07
190	x-x	6.43

Aceleración de respuesta del suelo = 14.34 m/s ²		
Nodo	Dirección	Reacción
1	x-x	9.35
8	x-x	11.72
15	x-x	11.72
22	x-x	9.35
113	x-x	9.42
120	x-x	11.85
127	x-x	11.85
134	x-x	9.42
141	x-x	9.42
148	x-x	11.85
155	x-x	11.85
162	x-x	9.42
169	x-x	9.35
176	x-x	11.72
183	x-x	11.72
190	x-x	9.35

$V_{\text{dinámico}} (x-x) = 116.54 \text{ ton}$

$V_{\text{dinámico}} (x-x) = 169.38 \text{ ton}$

Tabla 3.9.3 Cortante dinámico con
aceleración de respuesta del
suelo de 9.81 m/s²

Tabla 3.9.4 Reacciones dirección x-x
aceleración de respuesta del
suelo de 14.34 m/s²

Para determinar si el cortante dinámico de 116.54 ton obtenido por la suma de las reacciones de la tabla 3.9.3 era el 80 % del cortante obtenido por el método estático, fue necesario realizar la siguiente operación:

$$V_{\text{estático}} = 213.07 \text{ ton}$$

$$0.8 * V_{\text{estático}} = 170.46 \text{ ton}$$

$$\frac{0.8 * V_{\text{estático}}}{V_{\text{dinámico}}} = 1.46$$

Como se puede ver, el factor de escala encontrado es igual a 1.46 que multiplicado por la gravedad 9.81 m/s² se obtiene la aceleración de respuesta del suelo igual a 14.34 m/s². De acuerdo al programa SAP2000 (Wilson, 2002), este valor de 14.34 m/s² se tomará como un factor de escala para escalar el espectro de respuesta volviendo un proceso iterativo hasta cumplir la condición planteada entre el cortante estático y dinámico.

3.7.6 ANÁLISIS DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

De acuerdo a lo establecido en la sección 2.4 de este trabajo, se presenta la figura 3.6 como resultado de la evaluación de ante distorsiones obtenidas al aplicar el análisis dinámico a dos modelos con secciones de columna distinta, y para los cuales se determinó una distorsión máxima permisible de 0.012 conforme a la Norma como a continuación se presenta.

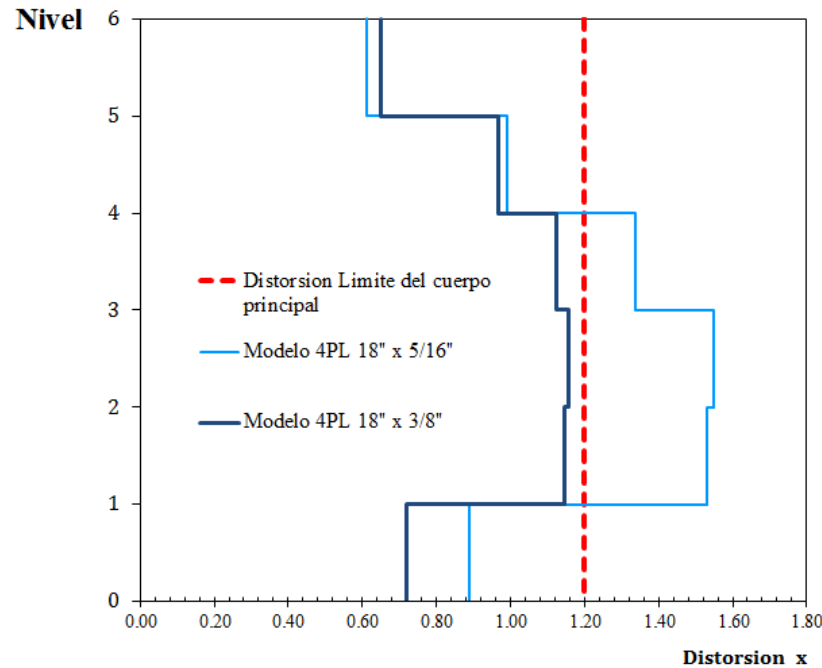


Figura 3.6 Perfil de distorsiones máximas de entrepiso para dos modelos analizados con espesor de columna distinto.

La graficas contenidas en la figura 3.6, representan la evaluación a dos modelos para los cuales se cambiaron los espesores de las secciones de columnas únicamente y para los cuales se observa que conforme este espesor se incrementó de 5/16" a 3/8", las distorsiones fueron disminuyendo hasta llegar casi al límite de la distorsión permisible en algunos entrepisos. Cabe aclarar que un aumento en el espesor de las secciones implicó un aumento en la rigidez del modelo estructural, aunque por otro lado se incrementa el peso total. En conclusión, se puede decir que el modelo propuesto con secciones de 4PL 18"x18"x3/8" en columnas quedo regido por los desplazamientos presentados y no por la resistencia de los elementos.

En la siguiente tabla, se presentan las secciones del modelo en estudio, las cuales rigieron los diseños presentados en los capítulos anteriores,

Tabla 3.9.5 Secciones definitivas del modelo en estudio.

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria
6	4PL 18"x18"x3/8"	W 14"x26	W 10"x26
5	4PL 18"x18"x3/8"	W 14"x26	W 10"x26
4	4PL 18"x18"x3/8"	W 14"x26	W 10"x26
3	4PL 18"x18"x3/8"	W 16"x40	W 10"x26
2	4PL 18"x18"x3/8"	W 16"x40	W 10"x26
1	4PL 18"x18"x3/8"	W 16"x40	W 10"x26

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL APLICADO AL MODELO

En este capítulo, se analiza el modelo en estudio mediante la aplicación del análisis estático no lineal que propone el documento FEMA 356, el cual se usó como un parámetro de aproximación y de referencia de resultados para los obtenidos por los métodos de análisis presentados en capítulos anteriores. La aplicación de este método permitió determinar la curva de capacidad del sistema global, y sobre esta curva la ductilidad y sobrerresistencia del modelo.

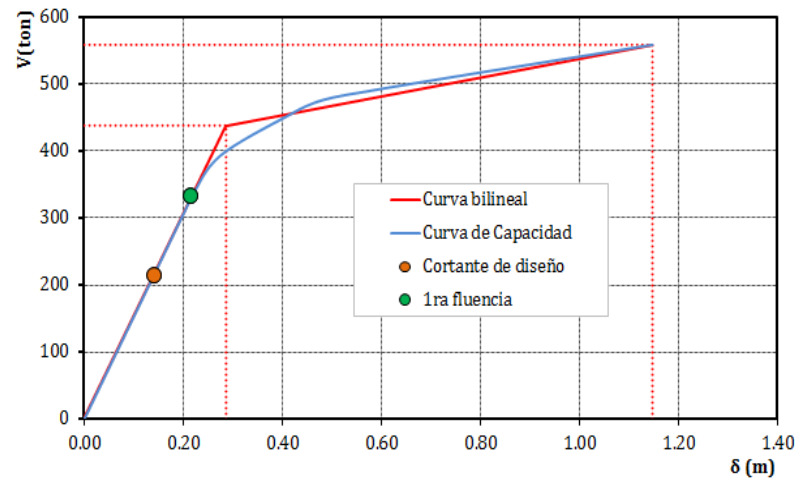
4.1 ESTIMACIÓN DE LA DUCTILIDAD Y SOBRERESISTENCIA

La idealización de la curva bilineal se definió a partir de una igualación de áreas por encima y por debajo de la curva de capacidad del modelo, con la finalidad de suponer una compensación de la energía de deformación.

Esta idealización de la curva bilineal sobre la curva V_{bu} contra δ_{az} del modelo, se muestra en las figuras 4.1 y 4.2 la cual permitió conocer el comportamiento del modelo en estudio tomando como punto de partida la ductilidad (μ) y sobrerresistencia (R) desarrollada a distintos niveles de deformación. Además, se muestra la curva de capacidad donde la

rigidez del modelo disminuye en forma paulatina debido a los incrementos de carga aplicados por el análisis estático no lineal

La figura 4.1 y 4.2 muestran la ductilidad (μ) y sobrerresistencia (R) que el modelo estructural desarrollaría cuando se tendría una ductilidad de 2 y 4, con sus respectivas sobrerresistencias.



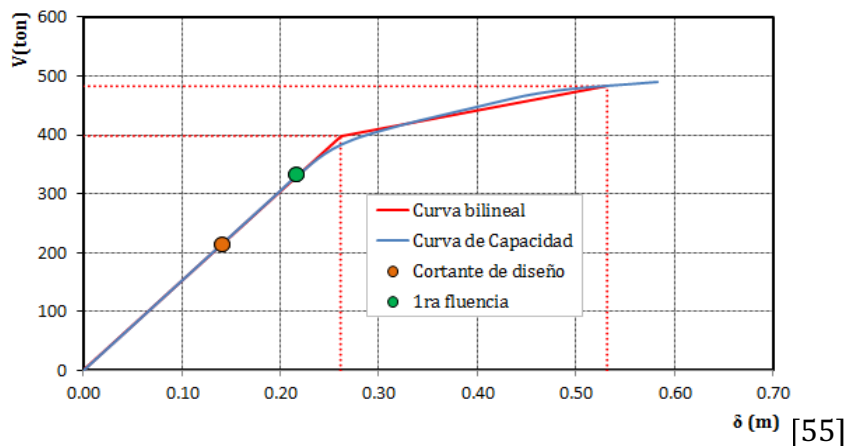
Ductilidad (μ)

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta y} = \frac{114.78}{28.67} = 4.00$$

Sobrerresistencia (R)

$$R = \frac{V_{max}}{V_{nom}} = \frac{557.99}{213.07} = 2.619$$

Figura 4 Curva de capacidad del modelo a un desplazamiento cuando $\mu = 4$



Ductilidad (μ)

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta y} = \frac{53.18}{26.11} = 2.03$$

Sobrerresistencia (R)

$$R = \frac{V_{max}}{V_{nom}} = \frac{482.75}{213.07} = 2.266$$

Figura 5 Curva de capacidad del modelo a un desplazamiento cuando $\mu = 2$.

Es conveniente hacer notar que en cuanto a la obtención de valores de sobrerresistencia con un modelo similar y mediante la aplicación del FEMA 356, Rao y Gupta (2014) reportan valores de sobrerresistencia altos de 2 y 5 para modelos de edificio de baja altura como en el caso del análisis presentado donde se obtuvieron sobrerresistencias de 2.619 y 2.266.

4.2 IDENTIFICACIÓN EN PLANTA DE APOYOS DE LAS COLUMNAS

Para el modelo en estudio, se han enumerado 16 apoyos de las columnas de planta baja con la finalidad de facilitar su identificación en planta la cual ha sido adaptada del modelo construido en el programa SAP2000 (Wilson, 2002) como se muestra a continuación en la figura 4.4:

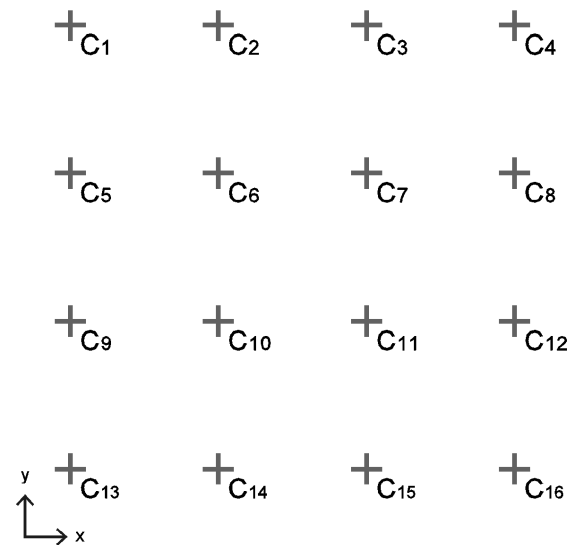


Figura 4.3 ˆDistribución en planta de los apoyos de las columnas de planta baja

Esta distribución en planta representada en la figura 4.3 se relaciona con las tablas 4.1, 4.2, 4.3 correspondientes a las acciones obtenidas para cada análisis planteado en el objetivo de este trabajo. Las acciones obtenidas fueron tabuladas para fuerza cortante, fuerza axial y momento flexionante como se presentan en la siguiente sección.

4.3 ACCIONES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DEL MODELO PARA FUERZA CORTANTE

Las acciones obtenidas como resultado de la aplicación de los distintos análisis propuestos en el capítulo 1 al modelo en estudio, incluyeron un diseño planteado con las Normas (NTCS-04 Y NTCM-04) y su análisis en el programa SAP2000 (Wilson,2002). Las acciones que se presentan en las siguientes tablas, se determinaron después de haber analizado el modelo por carga vertical como un primer prediseño del modelo en el cual se propusieron secciones del manual IMCA tanto para columnas como vigas principales y secundarias. Estas secciones propuestas por carga vertical, fueron satisfactorias al aplicar el diseño por capacidad.

Sin embargo, al realizar el análisis dinámico al modelo, las secciones de columnas en todos los entrepisos y vigas principales en algunos entrepisos fueron modificadas debido a la flexibilidad presentada en el modelo que hasta el diseño por capacidad no había sido considerado. Las columnas OR obtenidas del manual IMCA fueron modificadas a secciones de cuatro placas soldadas y las vigas principales únicamente incrementaron su sección. Posterior al ajuste del modelo por su flexibilidad, se analizó el modelo con el análisis estático no lineal como un método comparativo de resultados, con el cual se obtuvo la curva de capacidad del modelo que permitió conocer a distintos niveles de deformación las sobrerresistencias y ductilidades asociadas.

La aplicación del análisis estático no lineal al modelo, también permitió comprobar y observar el comportamiento del mecanismo de falla de columna fuerte-viga débil propuesto en las Normas y aplicado al modelo. Hay que recalcar que durante el proceso de aplicación de la carga monótona creciente al modelo, se desarrollaron mecanismos de desplazamiento lateral de vigas principales propiciando la formación de articulaciones plásticas en las mismas de todos los entrepisos, así como el inicio de la formación de articulaciones plásticas en la base de las columnas del primer nivel cuando el modelo se sometió **al desplazamiento último**

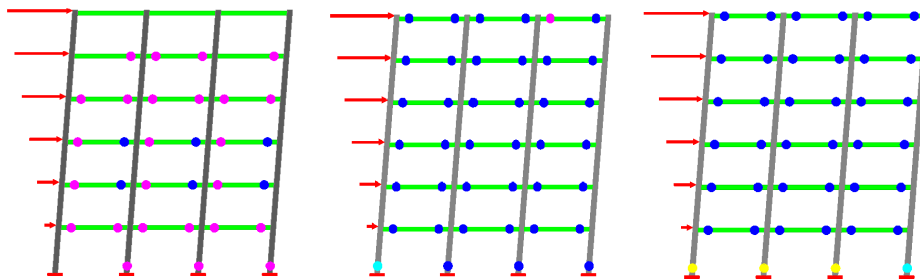


Figura 4.4 Formación de articulaciones plásticas ante carga monótona.

La figura 4.4 muestra mecanismos de colapso que coinciden con el mecanismo supuesto en la teoría del diseño por capacidad planteada en capítulos anteriores, en este se presenta la plastificación en vigas en todos los niveles y finalmente se articulan únicamente las columnas de la base, el resto de columnas permanecen elásticas.

Para tomar en cuenta cada una de las sobrerresistencias obtenidas con el análisis estático no lineal, se incrementó por estas el espectro de diseño inelástico correspondiente a las NTCS-04 para Zona III_b para $Q=2$, con la finalidad de obtener las acciones que se producen sobre la cimentación del modelo original inelástico para $Q=2$ y los espectros **amplificados** que a continuación se representan de manera gráfica.

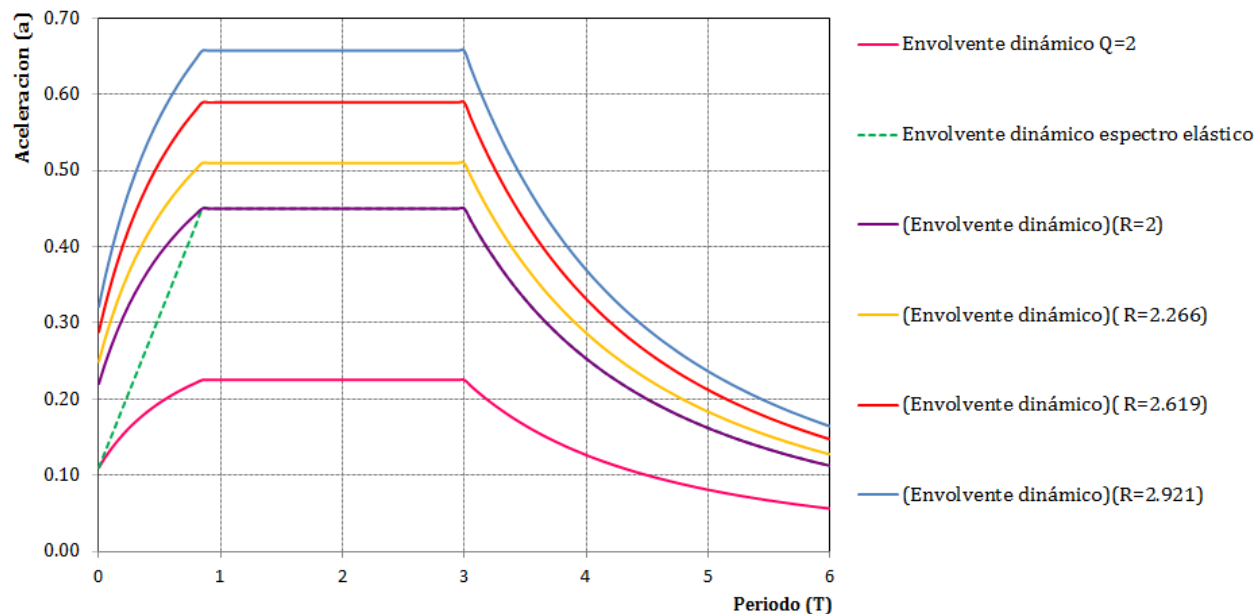


Figura 4.5 Espectros de diseño para $Q=2$.

Los resultados obtenidos de los análisis dinámicos para estos **espectros amplificados** se concentran en la tabla 4.1, la cual relaciona en sus columnas las acciones de fuerza cortante obtenidas con el programa SAP2000 (Wilson, 2002) en la base de las columnas del modelo en estudio. Se hace la observación que debido a la regularidad del modelo, los cortantes dinámicos presentados en la tabla son iguales en las direcciones x y y de acuerdo a la ubicación de cada columna.

La tabla 4.1 está dividida en 8 columnas para las cuales en necesario aclarar que los valores contenidos desde la columna 2 hasta la columna 6, corresponden a las acciones de distintas consideraciones obtenidas por análisis dinámicos y los valores contenidos en las columnas 7 y 8 corresponden a las acciones obtenidas del análisis estático no lineal al modelo en estudio.

En columna 3, se han tabulado las acciones correspondientes al análisis elástico para la zona IIIb para $Q=2$ usando el cuerpo principal de las NTCS-04.

En la columna 3, se han tabulado las acciones correspondientes al análisis de la estructura para la zona III_b con $Q=2$ usando el cuerpo principal de las NTCS-04. Estas acciones de la columna 3 resultan ser menores en comparación con las acciones obtenidas por los demás análisis dinámicos. Este es el conjunto de acciones bajo las cuales la versión actual de las Normas consideran que debe realizarse el diseño de las cimentaciones.

En la columna 4, se han tabulado las acciones producidas por otra consideración en el análisis dinámico en el cual se considera que el espectro elástico •

En la columna 4 se han tabulado las acciones producidas multiplicando el espectro por el valor de la sobrerresistencia $R=2$, para el cual las acciones resultan ser más conservadoras que las correspondientes de la columna 3. Sin embargo, hay que hacer notar que el cuerpo principal se protege tomando de manera indirecta la sobrerresistencia. Otro punto que es necesario recordar, es que el diseño del modelo quedó definido para que las secciones cumplieran con la restricción de desplazamiento lateral propuesta por las normas (NTCS-04) entre niveles del modelo.

En las columna 5 y 6, se han tabulado las acciones obtenidas con espectro de diseño inelástico, el cual se amplificó para cada una sobrerresistencia encontradas al aplicar el análisis estático no lineal a distintos niveles de deformación. Estas sobrerresistencia indican cuantas veces el modelo de manera global tiene la capacidad suficiente para resistir las fuerzas laterales que se producirían con los análisis anteriores.

Las columnas 7 y 8 corresponden a los valores obtenidos del análisis estático no lineal para la condición de desplazamientos asociada con las ductilidades $Q=2$ y $Q=4$. Es claro que los resultados obtenidos directamente del análisis estático no lineal son mayores que los obtenidos de los análisis dinámicos, tanto elásticos como los análisis dinámicos inelásticos considerando los distintos valores de sobrerresistencia.

Es necesario recordar que dentro de la justificación de este trabajo se mencionó que en la práctica es común que ingenieros dedicados al diseño estructural no consideren criterios de diseño basados en desempeño estructural por lo complejo que pueda resultar, sin embargo el analizar modelos mediante el análisis estático no lineal, el diseñador puede asegurarse encontrando las sobrerresistencias que un modelo puede desarrollar y a su vez las acciones que se desarrollarían en el sistema global.

Con la tabla 4.1, es posible hacer una comparación entre las acciones producidas por el análisis dinámico de un espectro reducido (columna 3) que en la práctica es común llevarlo a cabo y compararlo con las distintas consideraciones de análisis dinámicos realizadas (columnas 4 a 6) así como el análisis estático no lineal (columnas 7 a 8). Un ejemplo claro de comparación entre las acciones del análisis dinámico con un espectro elástico de diseño reducido de acuerdo con las NTCS-04 y el análisis dinámico utilizando el espectro elástico de diseño tal cual lo proporcionan las normas (NTCS-04), en esta comparación se puede observar que el elemento 1 de la columna 4 mantiene una acción de dos veces la obtenida por el mismo elemento de la columna 3.

Para los casos en los que el espectro de diseño ha sido amplificado por las sobrerresistencias $R=2.266$ y $R=2.619$, debe tenerse en cuenta que al modelo se le proporcione suficiente capacidad de deformación al considerar mecanismos de colapso deseables en vigas y columnas a través del diseño por capacidad y por lo tanto soportar mayores acciones que las producidas en las columnas 3,4 5 de la tabla 4.1. Es conveniente hacer mención que con la aplicación del análisis estático no lineal al modelo, la primer fluencia se presentó en vigas del cuarto nivel de marcos interiores a un desplazamiento de 21.72 cm. Por otro lado, se pudo notar que las primeras fluencias en columnas ocurrieron en el primer nivel del modelo a un desplazamiento de 26.11 cm y que el modelo aunque presente cierta inestabilidad por la pérdida de rigidez en varios de sus elementos es capaz de soportar las acciones como las que se presentan en la columna 6 de la tabla 4.1 cuando la sobrerresistencia global es de $R=2.266$ ($Q=2$). Después de seguir con la aplicación de incrementos de carga al modelo, se pudo observar que existe gran inestabilidad en las columnas del primer nivel en todos los marcos para el cual ya no fue necesario considerar mayores sobrerresistencias que la obtenida a un desplazamiento de 114.78 cm donde $R=2.619$ ($Q=4$). Los valores presentados en las columnas 7 y 8, corresponden a acciones obtenidas a por el análisis estático no lineal para ductilidades encontradas de 2 y 4. Finalmente en la última columna, se presenta el cortante resistente en la sección de las columnas representado con V_R .

		ENVOLVENTE DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS					ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL		CORTANTE RESISTENTE
	COLUMNA	Q = 2	ESPECTRO ELÁSTICO	R = 2	R = 2.266	R = 2.619	Q= 2	Q= 4	V _R
FUERZA CORTANTE (Ton)	1	10.79	21.13	21.58	24.45	28.26	29.02	35.91	61.11
	2	13.23	26.20	26.46	29.98	34.65	33.12	37.72	61.11
	3	13.23	26.20	26.46	29.98	34.65	32.95	37.56	61.11
	4	10.79	21.13	21.58	24.45	28.26	27.28	28.72	61.11
	5	13.23	26.18	26.46	29.97	34.65	29.06	36.01	61.11
	6	13.13	26.23	26.25	29.74	34.38	33.10	37.37	61.11
	7	13.13	26.23	26.25	29.74	34.38	33.20	37.50	61.11
	8	13.23	26.18	26.46	29.97	34.65	27.30	28.21	61.11
	9	13.23	26.18	26.46	29.97	34.65	29.06	36.01	61.11
	10	13.13	26.23	26.25	29.74	34.38	33.10	37.37	61.11
	11	13.13	26.23	26.25	29.74	34.38	33.20	37.50	61.11
	12	13.23	26.18	26.46	29.97	34.65	27.30	28.21	61.11
	13	10.79	21.13	21.58	24.45	28.26	29.02	35.91	61.11
	14	13.23	26.20	26.46	29.98	34.65	33.12	37.72	61.11
	15	13.23	26.20	26.46	29.98	34.65	32.95	37.56	61.11
	16	10.79	21.13	21.58	24.45	28.26	27.28	28.72	61.11

Tabla 4.1 Tabla de fuerza cortante

Las acciones presentadas en la columna 3 de la tabla 4.1, resultan acciones demasiado conservadoras comparado con los demás análisis, esto es debido a que en el modelo se desprecia las sobrerresistencias debidas al material, redondeo de valores, tipificación de secciones a un cierto número de pisos por razones constructivas (que en este caso se utilizó la misma sección para columnas en todos los entrepisos), esfuerzo de fluencia real, endurecimiento por deformación del material, la velocidad de aplicación de la carga esto hace suponer que las fuentes de sobrerresistencia provienen del procedimiento o consideraciones de diseño que se utiliza en las Normas.

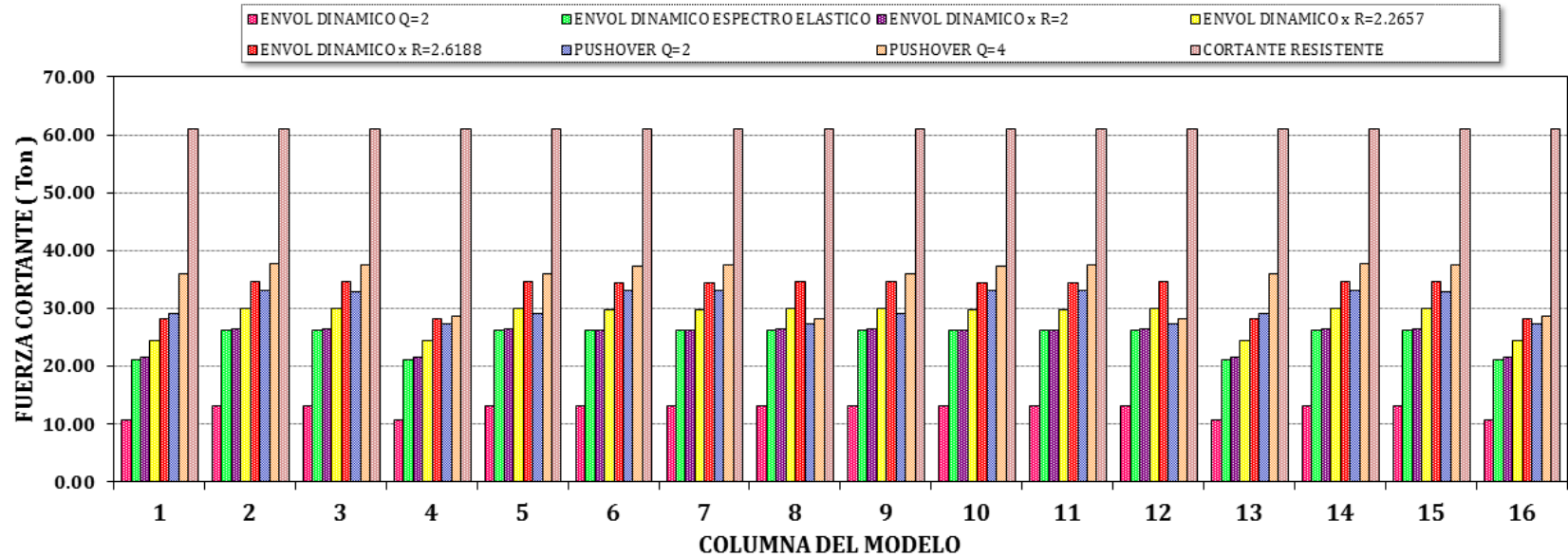


Figura 7 Acciones correspondientes a fuerza cortante.

Como se puede observar en la gráfica 4.6, las secciones propuestas como columnas en el primer nivel del modelo pueden soportar acciones de fuerza cortante del orden de 30 toneladas debido a que el modelo fue diseñado por la capacidad de los elementos y principalmente para salvar las restricciones por deformación impuestas por las NTCS-04. Sin embargo, es necesario observar que los valores presentados fueron modificados por sobrerresistencias obtenidas al aplicar el análisis estático no lineal el cual se usó como un parámetro para observar el comportamiento del modelo mediante mecanismos de colapso previamente obtenidos.

4.4 ACCIONES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DEL MODELO PARA FUERZA AXIAL

En este caso, las acciones resultan distintas para su comparación, debido a que en el análisis dinámico se consideran los efectos bidireccionales 100-30% simultáneamente de acuerdo a la Norma (NTCS-04). Caso contrario sucede para el análisis estático no lineal, en el cual se considera para cada dirección de análisis el 100 % de la carga gravitacional P_{CGNL} y la carga P_{SIS} correspondiente al empuje lateral. A lo anterior es posible plantear que la carga correspondiente al empuje lateral P_{PUSH} es igual a:

$$P_{PUSH} = P_{CGNL} + P_{SIS} \quad (4.1)$$

De la expresión 4.1 es posible despejar la carga lateral P_{SIS} la cual queda en función de la carga P_{PUSH} y la carga P_{CGNL} como se muestra a continuación:

$$P_{SIS} = P_{PUSH} - P_{CGNL} \quad (4.2)$$

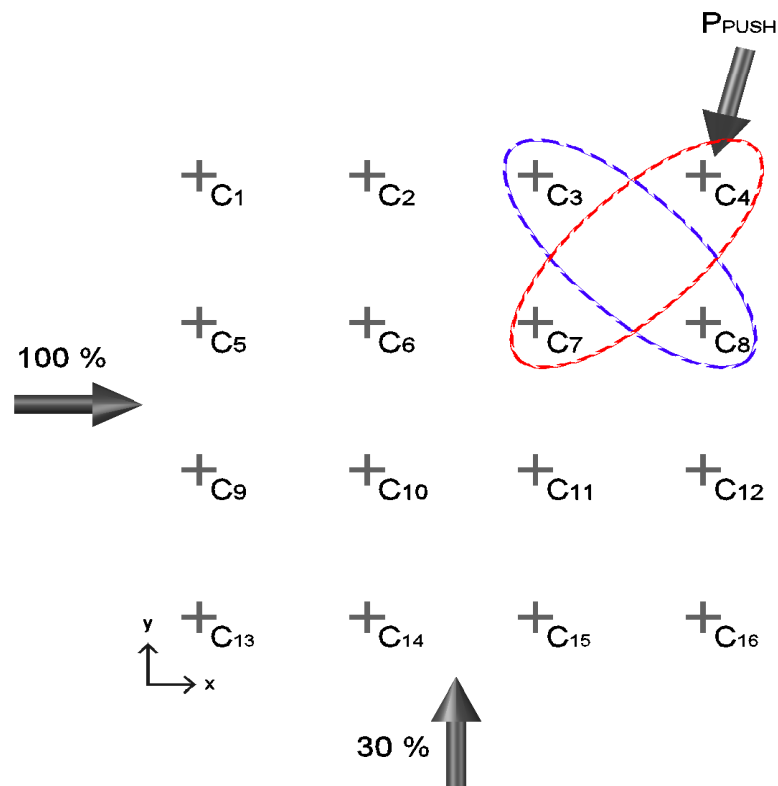


Figura 4.7 Efecto bidireccional 100-30% - Carga axial P_{PUSH}

De la figura 4.7 es posible plantear dos combinaciones que tomarían en cuenta el efecto bidireccional para el análisis estático no lineal, es tas dos combinaciones, se pueden plantear en tomando en cuenta la carga P_{CGNL} como se plantea en la expresión 4.3 y 4.4:

$$P_{PUSH\ COMB} = P_{CGNL} + 1.3P_{SIS} \quad (4.3)$$

$$P_{PUSH\ COMB} = P_{CGNL} + P_{SIS} + 0.3P_{SIS} \quad (4.4)$$

Recordando que la expresión 4.2 es igual a:

$$P_{SIS} = P_{PUSH} - P_{CGNL}$$

tenemos que para el par de columnas 4 y 7 de la figura 4.7, la expresión 4.3 se convierte en la expresión:

$$P_{TOTAL(4)} = P_{CGNL(4)} + 1.3 * (P_{PUSH(4)} - P_{CGNL(4)}) \quad (4.5)$$

$$P_{TOTAL(7)} = P_{CGNL(7)} + 1.3 * (P_{PUSH(7)} - P_{CGNL(7)}) \quad (4.6)$$

De forma que para el par de columnas 3 y 8:

$$P_{TOTAL(3)} = P_{CGNL(3)} + (P_{PUSH(3)} - P_{CGNL(3)}) + 0.3 * (P_{PUSH(8)} - P_{CGNL(8)}) \quad (4.7)$$

$$P_{TOTAL(8)} = P_{CGNL(8)} + (P_{PUSH(8)} - P_{CGNL(8)}) + 0.3 * (P_{PUSH(3)} - P_{CGNL(3)}) \quad (4.8)$$

Por lo anterior, es necesario hacer la observación que las cargas axiales obtenidas directamente por el método estático no lineal fueron modificadas con las expresiones 4.5 a 4.8 según fuera el caso, esto debido a que el análisis estático no lineal realizado en computadora no refleja estos efectos.

De igual manera como se comentó para fuerza cortante, en la columna 3, se relacionan las acciones actuando en la base de la columna de planta baja del modelo diseñado para un $Q=2$. La variación de resultados en la columna 3 resulta por la ubicación del elemento en la figura 4.7, es decir existen nodos en los que las cargas son mayores debido al número de elementos (vigas) que llegan a él, como por ejemplo los nodos (1,4,13 y 16) de esquina o en su caso los nodos centrales (6,7,10,11).

Los resultados tabulados en la columna 4 corresponden a la evaluación del modelo en estudio para acciones en las que la fuerza axial en la base fue obtenida a partir de un $Q=1$ correspondiente al espectro elástico establecido en las Normas (NTCS-04).

En cuanto al concentrado de las acciones que se presentan en las columnas 5 a 7, corresponden a acciones en las que la fuerza axial en la base del modelo diseñado para $Q=2$ se ve afectada por cada una de las sobrerresistencias (R) obtenidas de manera global al idealizar la curva bilineal sobre la curva de capacidad del modelo estructural planteada en el capítulo anterior y la sobrerresistencia considerada por el RCDF-04.

		ENVOLVENTE DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS					ENVOLVENTE ESPECTRO AMPLIFICADO			ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL		CARGA AXIAL		ECUACION 4.5 o 4.6 ECUACION 4.7 o 4.8	
COLUMNA		Q = 2	ESPECTRO ELASTICO	R = 2	R = 2.266	R = 2.619	2	2.266	2.619	Q= 2	Q= 4	Pn=Frc * Ag	PCGNL	Q= 2	Q= 4
FUERZA AXIAL (Ton)	1	62.64	102.13	125.28	141.92	164.04	102.13	112.63	126.56	57.72	70.29	578.92	23.15		
	2	77.14	104.71	154.28	174.77	202.01	104.72	113.13	124.31	41.77	41.62	578.92	41.39		
	3	77.14	104.71	154.28	174.77	202.01	104.72	113.13	124.31	41.67	41.43	578.92	41.39	70.08	77.35
	4	62.64	102.13	125.28	141.92	164.04	102.13	112.63	126.56	103.36	116.32	578.92	23.15	138.66	158.41
	5	77.46	104.95	154.93	175.50	202.86	104.96	113.38	124.57	46.01	65.44	578.92	41.55		
	6	151.67	151.67	303.34	343.63	397.19	151.67	151.67	151.67	77.14	76.80	578.92	76.47		
	7	151.67	151.67	303.34	343.63	397.19	151.67	151.67	151.67	76.51	76.43	578.92	76.47	75.89	76.21
	8	77.46	104.95	154.93	175.50	202.86	104.96	113.38	124.57	128.39	148.24	578.92	41.55	137.30	160.46
	9	77.46	104.95	154.93	175.50	202.86	104.96	113.38	124.57	46.01	65.44	578.92	41.55		
	10	151.67	151.67	303.34	343.63	397.19	151.67	151.67	151.67	77.14	76.80	578.92	76.47		
	11	151.67	151.67	303.34	343.63	397.19	151.67	151.67	151.67	76.51	76.43	578.92	76.47	75.89	76.21
	12	77.46	104.95	154.93	175.50	202.86	104.96	113.38	124.57	128.39	148.24	578.92	41.55	137.30	160.46
	13	62.64	102.13	125.28	141.92	164.04	102.13	112.63	126.56	57.72	70.29	578.92	23.15		
	14	77.14	104.71	154.28	174.77	202.01	104.72	113.13	124.31	41.77	41.62	578.92	41.39		
	15	77.14	104.71	154.28	174.77	202.01	104.72	113.13	124.31	41.67	41.43	578.92	41.39	70.08	77.35
	16	62.64	102.13	125.28	141.92	164.04	102.13	112.63	126.56	103.36	116.32	578.92	23.15	138.66	158.41

Tabla 4.2 Tabla de fuerza axial

Para las columnas 8 a 10, se relacionan las acciones obtenidas al aplicar el análisis dinámico con un espectro de diseño amplificado por la sobrerresistencia en el programa SAP2000(Wilson, 2002).

Los resultados obtenidos para las columnas 11 a 12 y 14 de la tabla 4.2 solo las acciones obtenidas directamente del análisis estático no lineal. La consideración de los efectos bidireccionales 100-30% y por la carga P_{CGNL} , se presentan en las columnas 15 y 16.

Los resultados anteriormente comentados se presentan forma de grafica en la figura 4.8 que a continuación se presenta.

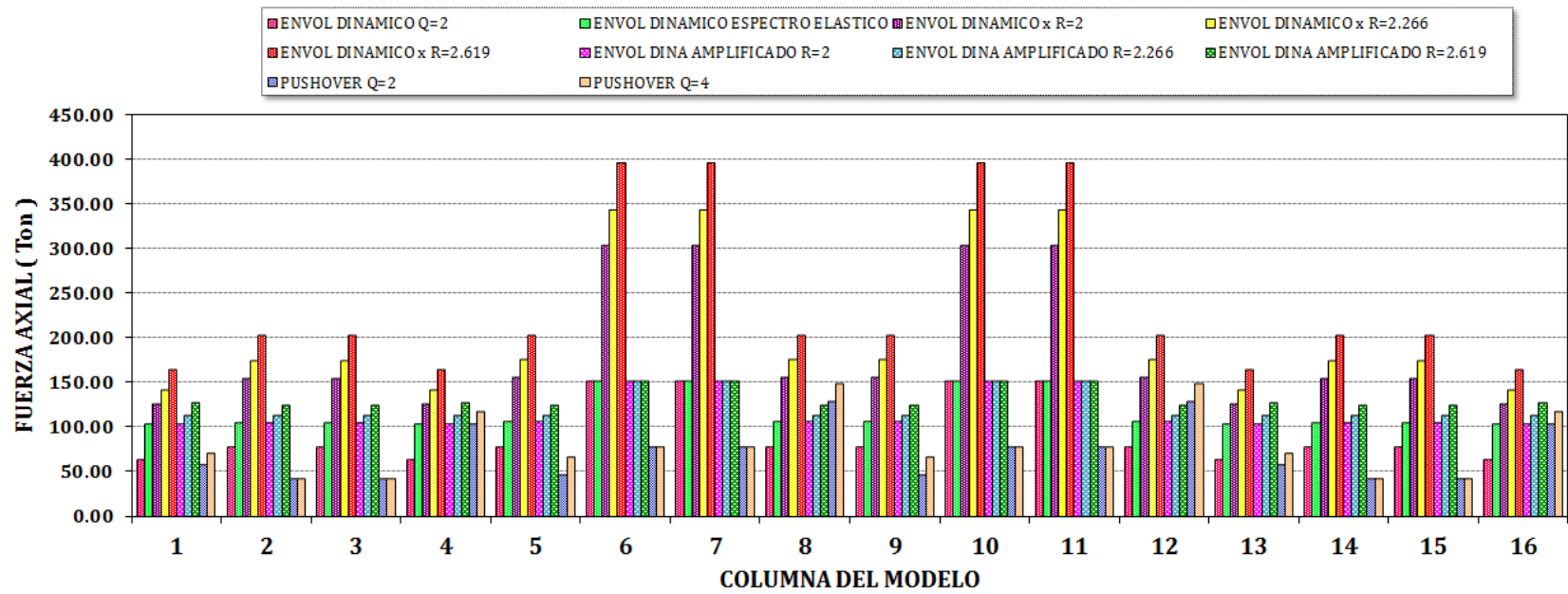


Figura 4.8 Acciones correspondientes a fuerza axial

4.5 ACCIONES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DEL MODELO PARA MOMENTO FLEXIONANTE

Finalmente se presentan las acciones obtenidas para momento flexionante y que por su relación que existe con la fuerza cortante los valores obtenidos van a variar en la misma proporción.

En la columna 3, se relacionan las acciones de los momentos flexionantes actuando en la base de la columna de planta baja del modelo diseñado para un $Q=2$, como se mencionó para el caso de fuerza cortante, la configuración y cargas actuando en el modelo son prácticamente iguales, y por lo tanto los resultados en cada punto de apoyo de las columnas serán muy parecidos.

		ENVOLVENTE DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS				ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL		MOMENTO RESISTENTE	
COLUMNA	Q = 2	ESPECTRO ELASTICO	R = 2	R = 2.266	R = 2.619	Q= 2	Q= 4	M _{PR}	
MOMENTO FLEXIONANTE (Ton-m)	1	36.41	72.23	72.82	82.49	95.35	110.47	116.78	122.23
	2	39.45	78.55	78.90	89.38	103.31	112.84	121.55	122.23
	3	39.45	78.55	78.90	89.38	103.31	112.63	121.34	122.23
	4	36.41	72.23	72.82	82.49	95.35	112.26	119.70	122.23
	5	39.44	78.51	78.88	89.35	103.28	110.57	116.44	122.23
	6	39.32	78.60	78.64	89.08	102.97	113.00	121.21	122.23
	7	39.32	78.60	78.64	89.08	102.97	113.05	121.27	122.23
	8	39.44	78.51	78.88	89.35	103.28	112.52	119.53	122.23
	9	39.44	78.51	78.88	89.35	103.28	110.57	116.44	122.23
	10	39.32	78.60	78.64	89.08	102.97	113.00	121.21	122.23
	11	39.32	78.60	78.64	89.08	102.97	113.05	121.27	122.23
	12	39.44	78.51	78.88	89.35	103.28	112.52	119.53	122.23
	13	36.41	72.23	72.82	82.49	95.35	110.47	116.78	122.23
	14	39.45	78.55	78.90	89.38	103.31	112.84	121.55	122.23
	15	39.45	78.55	78.90	89.38	103.31	112.63	121.34	122.23
	16	36.41	72.23	72.82	82.49	95.35	112.26	119.70	122.23

Tabla 4.3 Tabla de momento flexionante

Los resultados obtenidos en la columna 4 corresponden a la evaluación del modelo en estudio para acciones en las que la fuerza cortante en la base fue obtenido a partir de un $Q=1$ correspondiente al espectro elástico establecido en las Normas (NTCS-04), y por lo tanto las acciones en la base del modelo resultan aproximadamente dos veces los resultados de la columna 3.

En cuanto al concentrado de las acciones que se presentan en las columnas 5 a 7, corresponden a acciones en las que la cortante en la base del modelo diseñado para $Q=2$ se ve afectada por cada una de las sobrerresistencias (R) obtenidas de manera global al idealizar la curva bilineal sobre la curva de capacidad del modelo estructural la cual se planteó en el capítulo anterior.

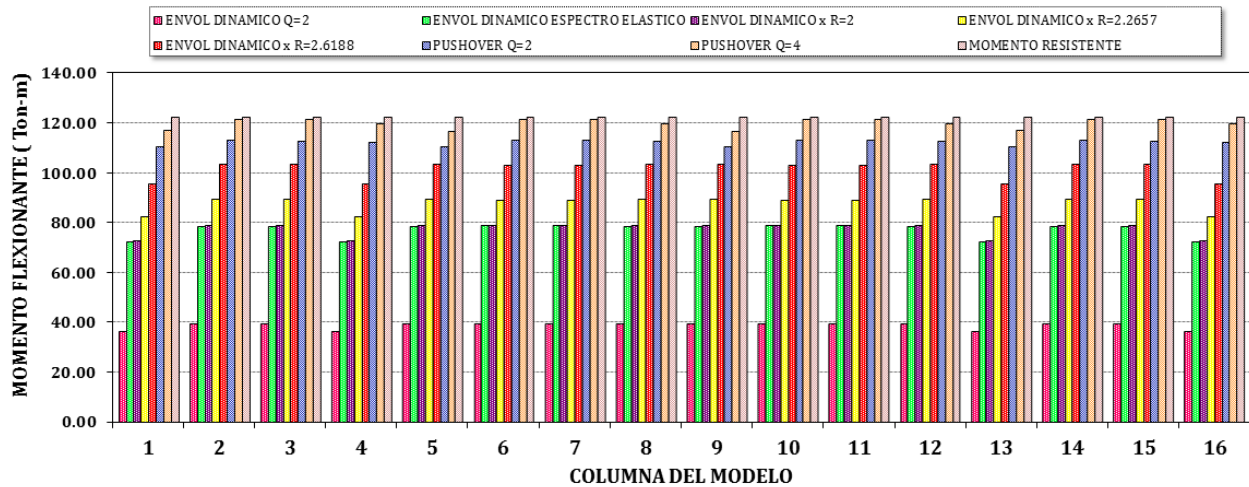


Figura 4.9 Acciones correspondientes a momento flexionante

Para las columnas 8 a 9, se relacionan la acciones obtenidas al aplicar el análisis estático no lineal a distintos niveles de desplazamiento en los que $Q=2$ y 4. Este último valor corresponde al desplazamiento último de azotea del modelo en el cual modelo colapsaría.

Los valores obtenidos en la tabla 4.3 para acciones por momento flexionante, se presentan en la figura 4.9.

CAPITULO 9 CONCLUSIONES

En el presente trabajo, se evaluó un modelo de edificio de acero bajo distintas metodologías de análisis para determinar las acciones que se producen sobre la cimentación del modelo estructurado a base de marcos momento resistente y diseñado conforme a las Normas (NTCS-04 y NTCM-04). El modelo de edificio fue asociado a la zona III_b de la zonificación planteada en las Normas (NTCS-04).

Para determinar las acciones sobre la cimentación del modelo se aplicó el análisis dinámico modal y estático no lineal al modelo en el programa SAP2000 (Wilson, 2002). Mediante la aplicación del análisis estático no lineal se obtuvo la curva de capacidad del modelo e idealizó una curva bilineal con la cual se definieron factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia a distintos niveles de desplazamiento que modificaron la cortante en la base de los análisis propuestos.

De los resultados anteriores se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- El diseño del modelo que en un principio fue propuesto por carga vertical y posteriormente por la capacidad a flexión entre vigas y columnas con perfiles tomados del manual IMCA, que regido por la restricción de la distorsión máxima permisible de 0.012 conforme a la Norma (NTCS-04) como se presentó en la figura 3.6 del presente trabajo, sin embargo para cumplir con esta restricción de la distorsión, hubo la necesidad de cambiar perfiles de columnas OR a perfiles propuestos con cuatro placas soldadas.

-
- Del análisis de resultados para acciones en la base de las columnas provocadas por fuerza cortante, fue posible observar que las acciones pueden variar de acuerdo con el tipo de análisis y las consideraciones que un proyectista pueda plantear. Un ejemplo claro, resulta el comparar las acciones obtenidas por un método de análisis dinámico común en la práctica, en el cual se reduce el espectro elástico de diseño, y que a la vez resultan valores más pequeños (presentados en la tabla 4.1 columna 3) comparados con las propuestas de análisis de este trabajo en las cuales se toma en consideración la sobrerresistencia en el espectro de diseño (presentados en la tabla 4.1 columna 5 a 8) así como modelos en los cuales puede conocer el comportamiento del modelo por la aparición de mecanismos de colapso. De acuerdo a la tabla 4.1 se puede concluir que la obtención de sobrerresistencias del análisis estático no lineal y aplicadas a métodos dinámicos, permitiría al proyectista tener una mayor visión de las resistencias que un modelo podría alcanzar, siempre y cuando se evalúe el comportamiento de sus mecanismos de colapso.
 - Para el caso de las acciones sobre la cimentación por carga axial, se puede decir que los resultados de los análisis dinámicos fueron tomados directamente de su envolvente de diseño sin hacer alguna modificación a estas. Sin embargo para el caso de las acciones producidas por el análisis estático no lineal, fue necesario hacer una modificación a resultados obtenidos del programa SAP2000 (Wilson, 2002) ya que en este análisis no se consideran efectos bidireccionales de la combinación 100-30 % que el análisis dinámico considera, sino que considera únicamente el 100% de la carga gravitacional que en este trabajo se le denominó P_{CGNL} y una carga P_{SIS} debida al empuje lateral. Después de un proceso algebraico entre ecuaciones propuestas, se llegó a determinar las ecuaciones 4.5 a 4.8 con las cuales se pudo obtener las acciones sobre la cimentación haciendo ya la consideración del efecto bidireccional 100-30 % para el análisis estático no lineal que si se comparan con los resultados directos del programa en algunos casos resultan ser mayores debido a la ubicación en planta de los elementos.
 - El análisis de acciones debidas a flexión es muy similar al caso de las acciones por fuerza cortante debido lo conservador que puede resultar la obtención de acciones con un espectro reducido y con los análisis propuestos. Para estas acciones se presenta la tabla 4.3 donde se puede observar que el considerar las sobrerresistencias en los análisis dinámicos propuestos, se obtienen mayores acciones comparadas con el análisis dinámico con reducción del espectro de diseño y además que las acciones de análisis dinámicos propuestos son similares a las acciones obtenidas por el análisis estático no lineal.

-
- De acuerdo a las acciones obtenidas sobre la cimentación para fuerza cortante, axial y flexión, es conveniente decir que las acciones máximas sobre la cimentación dependerán de las consideraciones de análisis que un proyectista proponga, y que es conveniente recurrir a métodos de análisis que asemejen acciones más reales como se propuso con el análisis estático no lineal. Y a diferencia de lo que las normas (NTCC-04) plantean sobre que las acciones máximas para el diseño sobre cimentación se obtienen de análisis directos, en este trabajo se llega a la conclusión de que no para todos los casos de obtención de acciones se lleva por un método directo como se presentó con la modificación de fuerzas por carga axial.

REFERENCIAS GENERALES

Bazán, E y R Meli (2001), Diseño sísmico de edificios, Limusa, D.F. México, cuarta reimpression.

Bruneau M, Uang Chia-Ming, Sabelli R (2011) Ductile Design of Steel Structures, Mc Graw Hill, segunda edición.

De Buen López de Heredia, O. (1982) Estructuras de acero. Comportamiento y diseño. Editorial Limusa. 1a. reimpression. México, 1982.

FEMA 356 (2000), Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings—A Prestandard, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Johnston B.G., F.J. Lin, y Galambos T.V. Diseño Básico de Estructuras de Acero, Tercera Edición

NTCDC-RCDF (2004), Normas técnicas complementarias para diseño de cimentaciones, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

NTCDS-RCDF (2004), Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

NTCM-RCDF (2004), Normas técnicas complementarias para diseño de estructuras metálicas, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

Rao P. Pravin Kumar Venkat y Gupta L. M. (2014) Overstrength factor for steel moment resisting frames designed according to Indian Seismic Code, National Conference on Innovations in Design & Construction of Industrial Structures

Park R y T Paulay (1978), “Estructuras de concreto reforzado”, Editorial Limusa.

RCDF-2004 (2004), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, enero.

Terán-Gilmore, A y M Espinoza-Johnson (2008), “Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la Zona del Lago del D.F., la resistencia lateral de diseño”, Revista de Ingeniería Sísmica, artículo aceptado para publicación.